

PROCESSOS DE CONSTRUÇÃO E DIMENSIONAMENTO
DE PONTES ATIRANTADAS

Nuno Miguel Barbosa Moreira Barbedo

Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em

Engenharia Civil – Ramo de Estruturas

Orientador: Professor José Carlos de Almeida Gouveia Lello

ISEP – 05 de Outubro de 2013

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu Orientador, Professor Engenheiro José Carlos de Almeida Lello, por todo o apoio e disponibilidade prestados ao longo de toda a dissertação.

Ao Professor Doutor Engenheiro António Manuel Adão da Fonseca pela disponibilidade e pelo fornecimento de informação relativa à Ponte de Massarelos

Ao Professor Doutor Engenheiro Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro pelo esclarecimento de questões relativas ao programa de cálculo “Autodesk Robot Structural Analysis” utilizado na construção do modelo numérico.

À empresa do programa de cálculo “Dlubal” pela disponibilidade e acessibilidade, nos momentos de maiores dúvidas na utilização do seu *software*.

Aos meus pais pelo apoio, preocupação, dedicação e motivação ao longo de toda a vida e pelo investimento na minha formação.

Aos meus amigos e colegas do Instituto Superior de Engenharia do Porto, em especial ao Diogo, Hélder, Fagner, Luís, Ricardo e André, agradeço o apoio, a troca de ideias e bibliografia, as sugestões e o companheirismo demonstrado ao longo do período de execução da dissertação e ao longo de todo o percurso académico.

Aos restantes amigos por todo o apoio, disponibilidade e amizade nos momentos mais difíceis.

RESUMO

Na presente dissertação desenvolve-se o tema das pontes atirantadas. Apresentam-se várias formas de concepção estrutural, identificando os diversos elementos estruturais e as suas possíveis combinações. São também apresentadas as vantagens, desvantagens e aplicação de cada elemento estrutural na globalidade da estrutura.

Os métodos construtivos foram também abordados, apresentando o faseamento construtivo, vantagens, desvantagens e condicionantes de cada processo para pilares, mastros e tabuleiros.

Foi feito um estudo das várias acções regulamentares relevantes, para este tipo de estrutura, explicando para cada uma a sua metodologia de cálculo e a sua aplicação em cada elemento estrutural. A sua aplicação depende da estrutura em causa.

Utilizando como caso de estudo uma ponte idealizada pelo Professor António Adão da Fonseca, que faz a ligação entre as cidades do Porto e Vila Nova de Gaia, foi feito um pré-dimensionamento de cada elemento estrutural, assim como o cálculo do pré-tensionamento dos tirantes. Em seguida foram elaboradas análises estáticas e dinâmicas através de um modelo numérico, considerando algumas das acções regulamentares estudadas anteriormente. Das análises foram extraídos valores de deslocamentos e esforços em cada elemento estrutural. Estes deslocamentos e esforços foram comparados entre várias combinações de acções e alternâncias de sobrecargas, procedendo-se no final a uma discussão dos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes Atirantadas, Tirantes, Mastro, Tabuleiro, Equilíbrio

ABSTRACT

This dissertation develops the theme of cable stayed bridges. It presents various forms of structural design, identifying structural elements and their possible combinations. There are also presented advantages, disadvantages and application of each structural element in the overall structure.

The construction methods were also discussed, presenting the constructive phasing, advantages, disadvantages and limitations of each process for columns, pylons and decks.

A study was made of the various regulatory actions relevant to this structure, explaining to each one of them, the calculation methodology and the application in each structural element. Its implementation depends on the structure in question.

Using as a case of study a bridge conceived by Professor António Adão da Fonseca, which connects the cities of Porto and Vila Nova de Gaia, was made a pre-dimensioning of each structural element as well as the calculation of the pre-tensioning of the stays. Then there were developed static and dynamic analysis using a numeric model, considering some of the regulatory actions studied before. From the analysis were extracted displacements and forces in each structural element. These displacements and forces were compared between various combinations of actions and alternations of loadings, proceeding to a discussion at the end of the results.

KEYWORDS: Cable Stayed Bridges, Stays, Pylon, Deck, Equilibrium

Índice Geral

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento e objectivos da dissertação	1
1.2	Organização da dissertação	2
2	Concepção de Pontes Atirantadas (Walther et al., 1999)	3
2.1	Disposições de cabos	4
2.1.1	Plano Transversal	4
2.1.1.1	Sistema de suspensão central	4
2.1.1.2	Sistema de suspensão lateral	6
2.1.1.2.1	Suspensão lateral vertical	6
2.1.1.2.2	Suspensão lateral com mastro em “A”	7
2.1.1.3	Sistemas de três planos de tirantes	8
2.1.2	Plano Longitudinal	8
2.1.2.1	Disposição de tirantes em Harpa	8
2.1.2.2	Disposição de tirantes em Leque	9
2.1.2.3	Disposição de tirantes em Semi-Harpa	10
2.1.2.4	Disposição de tirantes assimétrica	10
2.1.3	Espaçamento entre tirantes	11
2.2	Tabuleiros	12
2.2.1	Tabuleiros em aço	13
2.2.2	Tabuleiros em betão	13

2.2.3	Tabuleiros mistos de aço e betão.....	14
2.3	Mastros.....	15
2.3.1	Configuração longitudinal.....	15
2.3.1.1	Disposição de tirantes em harpa.....	15
2.3.1.2	Disposição de tirantes em leque.....	16
2.3.1.3	Disposição de tirantes em semi-harpa.....	16
2.3.1.4	Resistência da parte baixa do mastro (pilar).....	16
2.3.2	Configuração transversal.....	17
2.3.2.1	Sistema de suspensão lateral.....	17
2.3.2.2	Sistema de suspensão central.....	18
2.4	Ancoragens.....	19
2.4.1	Ancoragens exteriores.....	20
2.4.2	Ancoragens tipo <i>Hooking</i>	21
2.4.3	Ancoragens internas.....	21
2.5	Tirantes.....	22
2.5.1	Cabos de Barras Paralelas.....	22
2.5.2	Cabos de Fios Paralelos.....	23
2.5.3	Cabos de Cordões.....	24
2.5.4	Cabos Fechados.....	25
2.6	Protecção dos tirantes.....	26
2.6.1	Sistema de protecção através de tubos ou capas.....	27

2.6.2	Sistema de protecção através de galvanização	27
2.6.3	Sistema de protecção com revestimento tipo <i>Coating</i>	27
2.6.4	Protecção das ancoragens.....	28
2.6.5	Protecção contra acidentes.....	28
3	Métodos Construtivos	29
3.1	Construção do Mastro/Pilar	29
3.2	Construção do Tabuleiro.....	30
3.2.1	Construção de pontes por lançamento incremental.....	31
3.2.2	Construção de pontes com vigas de lançamento.....	36
3.2.2.1	Vigas de lançamento superior	38
3.2.2.2	Vigas de lançamento inferior	39
3.2.2.3	Vigas de lançamento de assemblagem.....	40
3.2.3	Construção de pontes por avanços sucessivos.....	41
3.2.3.1	Construção com aduelas betonadas <i>in situ</i>	42
3.2.3.2	Construção com aduelas pré-fabricadas	43
4	Acções Actuantes em Pontes.....	45
4.1	Cargas de Tráfego Rodoviário e Pedonal em Pontes (prEN 1991-2, 2002).....	45
4.1.1	Modelos de carga de tráfego rodoviário	45
4.1.2	Modelos de carga verticais	47
4.1.2.1	Modelo de Carga 1	48
4.1.2.2	Modelo de Carga 2	50

4.1.2.3	Modelo de Carga 3 (Veículos Especiais)	51
4.1.2.4	Modelo de Carga 4 (Carregamento equivalente a multidão)	53
4.1.3	Valores característicos de cargas horizontais	53
4.1.3.1	Forças de travagem e aceleração.....	53
4.1.3.2	Forças centrífugas ou outras forças transversais	54
4.1.4	Acções para situações de dimensionamento acidentais	55
4.1.4.1	Colisão de veículos na ponte.....	56
4.1.4.2	Acções de veículos em pontes	56
4.1.5	Acções em parapeitos pedonais	59
4.2	Acção do Vento em Pontes (NP EN 1991-1-4, 2010).....	59
4.2.1	Acção do vento em tabuleiros	59
4.2.2	Escolha do procedimento de cálculo da resposta à acção do vento	60
4.2.3	Forças na direcção x produzidas pelo vento em tabuleiros de pontes	60
4.2.4	Forças na direcção z produzidas pelo vento em tabuleiros de pontes.....	67
4.2.5	Forças na direcção y produzidas pelo vento em tabuleiros de pontes	69
4.2.6	Cálculo de coeficientes de força em pilares de pontes	69
4.2.6.1	Pilares com secção rectangular	70
4.2.6.2	Pilares com secção poligonal regular.....	71
4.2.6.3	Pilares com secção circular	73
4.3	Cálculo de Acções Térmicas em Pontes (NP EN 1991-1-5, 2009)	74
4.3.1	Variação de temperatura em tabuleiros de pontes.....	76

4.3.1.1	Tipos de tabuleiros.....	76
4.3.1.2	Variação Uniforme de Temperatura	76
4.3.2	Variação Diferencial de Temperatura.....	79
4.3.2.1	Componente linear vertical.....	79
4.3.2.2	Componentes da variação diferencial de temperatura nas paredes de vigas em caixão de betão	80
4.3.3	Simultaneidade das componentes de variação uniforme e diferencial de temperatura	80
4.3.4	Elementos estruturais com diferentes componentes da variação uniforme de temperatura	81
4.3.5	Variação de temperatura em Pilares de pontes	82
4.3.6	Cálculo de tensões e extensões devido a diferenças de temperatura.....	82
4.4	Cálculo da Pressão Actuante da Água nos Pilares (NBR 7187, 2003)	83
4.5	Cálculo da Acção Sísmica	84
4.5.1	Definição de acção Sísmica.....	84
4.5.2	Aplicação das componentes da acção	84
4.5.2.1	Espectro de resposta elástica horizontal	87
4.5.2.2	Espectro de resposta elástica vertical.....	90
4.5.2.3	Espectro de cálculo para a análise elástica.....	90
4.6	Combinação de acções.....	92
4.6.1	Estado Limite de Serviço (ELS).....	92
4.6.1.1	Combinação Rara.....	92

4.6.1.2	Combinação Frequente.....	93
4.6.1.3	Combinação Quase-permanente.....	93
4.6.2	Estado Limite Último (ELU)	94
4.6.2.1	Combinações de Equilíbrio Estático.....	94
4.6.2.2	Combinações de Projecto e Dimensionamento de Membros Estruturais (STR)	95
4.6.3	Combinação da Acção Sísmica.....	95
5	Estudo de um Exemplo Prático.....	97
5.1	Sistema estrutural do exemplo prático	99
5.2	Pré-dimensionamento da estrutura.....	101
5.2.1	Materiais utilizados.....	102
5.2.2	Cargas actuantes.....	103
5.2.3	Tabuleiro	105
5.2.4	Tirantes	111
5.2.5	Mastro	118
5.2.6	Pilar.....	125
5.3	Tensionamento dos tirantes	128
5.4	Modelo numérico.....	133
5.4.1	Validação do modelo numérico.....	134
5.4.2	Análise estática.....	137
5.4.2.1	Combinação Permanente.....	139

5.4.2.2	Combinação Frequente.....	142
5.4.2.3	Estado Limite Último.....	148
5.4.3	Análise dinâmica.....	156
5.4.3.1	Análise Modal	156
5.4.3.2	Análise Sísmica.....	158
5.4.3.2.1	Análise de deslocamentos.....	161
5.4.3.2.2	Análise de esforços.....	165
5.4.3.2.3	Análise das reacções na base do pilar.....	170
5.4.4	Discussão de Resultados.....	171
6	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	175
6.1	Conclusões Gerais	175
6.2	Desenvolvimentos Futuros	176
7	Referências.....	Erro! Marcador não definido.

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Relação entre rigidez de tabuleiro e número de tirantes (Walther, 1999)	4
Figura 2.2 - Sistema de suspensão Central (Walther, 1999)	6
Figura 2.3 - Sistema de suspensão Lateral (Walther, 1999)	6
Figura 2.4 - Sistema de suspensão com três planos de tirantes (Walther, 1999)	8
Figura 2.5 - Disposição de tirantes em harpa (Walther, 1999).....	8
Figura 2.6 - Disposição de tirantes em leque (Walther, 1999)	9
Figura 2.7 - Disposição de tirantes em semi-harpa (Walther, 1999).....	10
Figura 2.8 - Disposição de tirantes assimétrica (Walther, 1999)	11
Figura 2.9 - Mastros para suspensão lateral (Walther, 1999)	18
Figura 2.10 - Mastros para suspensão central (Walther, 1999)	19
Figura 2.11 - Ancoragens exteriores (Walther, 1999).....	20
Figura 2.12 - Ancoragens tipo <i>Hooking</i> (Walther, 1999)	21
Figura 2.13 - Ancoragens internas (Walther, 1999)	22
Figura 2.14 - Cabo de barras paralelas (Walther, 1999)	23
Figura 2.15 - Cabo de fios paralelos (Walther, 1999).....	24
Figura 2.16 - Cabo de cordões (Walther, 1999)	25
Figura 2.17 - Cabo fechado (Walther, 1999).....	26
Figura 3.1 - Lançamento Incremental no viaduto de Millau	33
Figura 3.2 - Utilização de <i>Avant-bec</i> no lançamento incremental	35
Figura 3.3 - Viga de lançamento superior.....	39
Figura 3.4 - Viga de lançamento inferior	40
Figura 3.5 - Viga de lançamento de assemblagem	40
Figura 3.6 - Construção por avanços sucessivos (Viaduto do Corgo).....	42

Figura 3.7 - Construção com aduelas betonadas <i>in-situ</i>	43
Figura 3.8 - Construção com aduelas pré-fabricadas.....	44
Figura 4.1 - Exemplo de numeração das vias imaginárias (prEN 1991-2, 2002)	46
Figura 4.2 - Aplicação do Modelo de Carga 1 (prEN 1991-2, 2002).....	49
Figura 4.3 - Aplicação do Sistema Paralelo para verificações locais (prEN 1991-2, 2002) .	50
Figura 4.4 - Modelo de Carga 2 (prEN 1991-2, 2002).....	50
Figura 4.5 - Medidas das linhas de eixo e definição da área de contacto das	53
Figura 4.6 - Exemplos que mostram zonas de passeio e ciclovias.....	57
Figura 4.7 - Definição de forças de colisão de veículos em lancis (prEN 1991-2, 2002).....	58
Figura 4.8 - Direcções das acções do vento em pontes (NP EN 1991-1-4, 2010)	60
Figura 4.9 – Altura d_{tot} a considerar para $A_{ref,x}$ (NP EN 1991-1-4, 2010)	61
Figura 4.10 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para tabuleiros de pontes.....	63
Figura 4.11 - Tabuleiro com face inclinada exposta ao vento (NP EN 1991-1-4, 2010).....	63
Figura 4.12 - Coeficiente de força $c_{f,z}$ para tabuleiros com inclinação transversal e com um vento inclinado (NP EN 1991-1-4, 2010)	68
Figura 4.13 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para secções rectangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento (NP EN 1991-1-4, 2010).....	70
Figura 4.14 - Coeficiente de redução ψ_r para uma secção transversal quadrada com cantos arredondados (NP EN 1991-1-4, 2010)	71
Figura 4.15 - Secção poligonal regular (NP EN 1991-1-4, 2010)	72
Figura 4.16 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para cilindros de base circular sem livre escoamento em torno das extremidades e para diferentes valores de rugosidade equivalente k/b (NP EN 1991-1-4, 2010).....	73
Figura 4.17 - Diagramas das componentes de um perfil de temperatura.....	75

Figura 4.18 - Zoneamento térmico para condições de Inverno (à esquerda) e Verão (à direita) (NP EN 1991-1-5, 2009)	77
Figura 4.19 - Zoneamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1- 2010).....	85
Figura 4.20 - Zoneamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Acção sísmica Tipo 1) (NP EN 1998-1- 2010)	85
Figura 4.21 - Zoneamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Acção sísmica Tipo 2) (NP EN 1998-1- 2010)	85
Figura 4.22 - Forma do espectro de resposta elástica (NP EN 1998-1- 2010).....	88
Figura 5.1 - Localização da Ponte de Massarelos.....	97
Figura 5.2 - Perfil longitudinal da Ponte de Massarelos	98
Figura 5.3 - Perfil transversal do tabuleiro demonstrando a disposição dos elementos.....	98
Figura 5.4 - Tramo levadiço da ponte	99
Figura 5.5 - Tramos atirantados para análise.....	99
Figura 5.6 - Esquema representativo dos tirantes.....	100
Figura 5.7 - Disposição de vias imaginárias	104
Figura 5.8 - Elementos da secção transversal do tabuleiro.....	105
Figura 5.9 - Diagramas de esforços no tabuleiro; No topo: Esforço Axial; No meio: Esforço	106
Figura 5.10 - Secção transversal equivalente	109
Figura 5.11 – Flexão composta com momentos positivos.....	109
Figura 5.12 – Flexão composta com momentos negativos.....	110
Figura 5.13 - - Esquema representativo das forças actuantes nos tirantes	112
Figura 5.14 - Ancoragem do tabuleiro ao solo	115
Figura 5.15 - Equilíbrio das componentes horizontais dos esforços axiais	115
Figura 5.16 - Alternância de sobrecargas no tabuleiro.....	119

Figura 5.17 - Divisão do mastro em secções	119
Figura 5.18 - Flexão desviada numa secção rectangular oca	121
Figura 5.19 - Secção com dimensões genéricas.....	124
Figura 5.20 - Divisão do pilar em secções.....	126
Figura 5.21 - Dimensões da secção transversal do pilar	128
Figura 5.22 - Deformação vertical	131
Figura 5.23 - Força de tensionamento dos tirantes.....	132
Figura 5.24 - Referencial global e local da estrutura.....	134
Figura 5.25 - Modelos Numéricos: Em cima: Robot; Em baixo: RSTAB	135
Figura 5.26 - Diagramas de momentos flectores no tabuleiro: Em cima: Robot; Em baixo: RSTAB.....	136
Figura 5.27 - Deslocamentos horizontais no mastro.....	137
Figura 5.28 - Deslocamento vertical no tabuleiro	137
Figura 5.29 - Deslocamentos verticais no tabuleiro.....	139
Figura 5.30 - Deslocamentos horizontais do mastro.....	140
Figura 5.31 - Esforço axial actuante no tabuleiro	140
Figura 5.32 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro.....	141
Figura 5.33 - Esforço axial actuante no mastro	141
Figura 5.34 - Momentos flectores actuantes no mastro.....	141
Figura 5.35 - Esforços axiais actuantes nos tirantes	142
Figura 5.36 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (U_z)	143
Figura 5.37 - Deslocamentos longitudinais no tabuleiro (U_y)	143
Figura 5.38 - Deslocamento horizontal no tabuleiro perpendicular ao plano longitudinal	144
Figura 5.39 - Deslocamentos horizontais no mastro no plano longitudinal da estrutura (U_y)	144

Figura 5.40 - Deslocamentos horizontais no mastro no plano perpendicular	145
Figura 5.41 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (U_z)	146
Figura 5.42 - Deslocamentos longitudinais no tabuleiro (U_y)	147
Figura 5.43 - Deslocamentos horizontais no mastro no plano longitudinal.....	147
Figura 5.44 - Esforço axial actuante no tabuleiro (N)	148
Figura 5.45 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (M_z)	149
Figura 5.46 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (M_y).....	149
Figura 5.47 - Esforço axial actuante no mastro (N).....	150
Figura 5.48 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano longitudinal.....	151
Figura 5.49 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (M_z).....	151
Figura 5.50 - Esforços axiais actuantes nos tirantes (N).....	152
Figura 5.51 - Esforço axial actuante no tabuleiro (N)	153
Figura 5.52 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (M_z)	153
Figura 5.53 - Esforço axial actuante no mastro (N).....	154
Figura 5.54 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano longitudinal da estrutura (M_y)	155
Figura 5.55 - Esforços axiais actuantes nos tirantes (N).....	155
Figura 5.56 - Primeiro modo de vibração á esquerda e segundo modo de vibração à direita	157
Figura 5.57 - Espectros sísmicos.....	160

Figura 5.58 - Deslocamentos horizontais do tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (Ux). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2.....	161
Figura 5.59 - Deslocamentos horizontais do tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (Uy). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2.....	162
Figura 5.60 - Deslocamentos verticais do tabuleiro (Uz). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2.....	163
Figura 5.61 - Deslocamentos horizontais do mastro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (Ux). Esquerda: Comparação 1. Direita: Comparação 2	164
Figura 5.62 - Deslocamentos horizontais do mastro no plano longitudinal da estrutura (Uy). Esquerda: Comparação 1. Direita: Comparação 2	164
Figura 5.63 - Esforços axiais actuantes no tabuleiro (N). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2.....	165
Figura 5.64 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (My). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2	166
Figura 5.65 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (Mz). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2.....	167
Figura 5.66 - Esforços axiais actuantes no mastro (N). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2.....	168
Figura 5.67 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano longitudinal da estrutura (My). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2	169
Figura 5.68 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (Mz). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2	170

Índice de Tabelas

Tabela 4.1 - Número e largura das vias imaginárias (prEN 1991-2, 2002)	45
Tabela 4.2 - Valores Característicos do Modelo de Carga 1 (prEN 1991-2, 2002)	49
Tabela 4.3 – Tipos de veículos especiais (prEN 1991-2, 2002)	51
Tabela 4.4 – Conjugação de cada veículo em linhas de eixo (prEN 1991-2, 2002).....	52
Tabela 4.5 - Valor característico de forças centrífugas (prEN 1991-2, 2002)	55
Tabela 4.6 - Classes recomendadas para forças horizontais transferidas pelos sistemas de retenção de veículos (prEN 1991-2, 2002).....	58
Tabela 4.7 – Altura <i>dtot</i> a considerar para <i>Aref, x</i> (NP EN 1991-1-4, 2010).....	61
Tabela 4.8 – Valor básico da velocidade de referência do vento (NP EN 1991-1-4, 2010) .	64
Tabela 4.9 – Comprimento de rugosidade e altura mínima para cada categoria de terreno (NP EN 1991-1-4, 2010)	65
Tabela 4.10 - Coeficiente de força <i>cf, 0</i> para secções poligonais regulares (NP EN 1991-1-4, 2010).....	72
Tabela 4.11 - Rugosidade superficial equivalente <i>k</i> (NP EN 1991-1-4, 2010)	74
Tabela 4.12 - Valores de <i>Tmin</i> e <i>Tmax</i> para as várias zonas do nosso país (NP EN 1991-1-5, 2009).....	77
Tabela 4.13 - Valores do coeficiente de dilatação térmica αT (NP EN 1991-1-5, 2009).....	83
Tabela 4.14 - Valores de <i>k</i> em função do ângulo de incidência (NBR 7187, 2003).....	84
Tabela 4.15 - Tipos de Terreno (NP EN 1998-1- 2010)	86
Tabela 4.17 - Aceleração máxima de referência <i>agR</i> (<i>m/s²</i>) nas várias zonas sísmicas (NP EN 1998-1- 2010)	89
Tabela 4.18 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectro de resposta elástica de tipo I (NP EN 1998-1- 2010).....	89

Tabela 4.19 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectro de resposta elástica de tipo II (NP EN 1998-1- 2010)	90
Tabela 4.20 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica verticais (NP EN 1998-1- 2010)	90
Tabela 4.21 - Factores de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 (EN 1990 – Draft prAnnex A2, 2001)	93
Tabela 4.22 - Factores de majoração γ_G , γ_P e γ_Q , para combinações QUE (EN 1990 – Draft prAnnex A2, 2001)	94
Tabela 4.23 - Factores de majoração γ_G , γ_P e γ_Q , para combinações QUE (EN 1990 – Draft prAnnex A2, 2001)	95
Tabela 5.1 - Inclinação dos tirantes e posição das ancoragens no tabuleiro e mastro.....	101
Tabela 5.2 - Características mecânicas do betão C45/55	102
Tabela 5.3 - Características mecânicas do aço das armaduras ordinárias.....	102
Tabela 5.4 - Características mecânicas do aço dos cordões de pré-esforço.....	102
Tabela 5.5 - Valores dos Pesos Próprios das Restantes Cargas Permanentes.....	103
Tabela 5.6 - Valores característicos das sobrecargas actuantes no tabuleiro	104
Tabela 5.7 - Esforços máximos nos vários elementos do tabuleiro na direcção transversal	106
Tabela 5.8 - Secções transversais dos elementos do tabuleiro	108
Tabela 5.9 - Características geométricas da secção transversal real e equivalente.....	109
Tabela 5.10 - Esforços actuantes na secção em estudo.....	110
Tabela 5.11 - Esforços actuantes na secção em estudo.....	110
Tabela 5.12 - Esforços axiais actuantes nos tirantes de sustentação do tabuleiro	113
Tabela 5.13 - Número de cordões e área da secção transversal de cada tirante.....	114
Tabela 5.14 - Esforços axiais actuantes nos tirantes de equilíbrio.....	116

Tabela 5.15 - Número de cordões e área da secção transversal de cada tirante de equilíbrio	116
Tabela 5.16 - Esforços axiais e tensões actuantes em estado limite último de resistência	117
Tabela 5.17 - Esforços actuantes no mastro nos 3 casos de alternância de sobrecarga	120
Tabela 5.18 - Momentos flectores de 2ª ordem	124
Tabela 5.19 - Dimensões das várias secções	125
Tabela 5.20 - Esforços actuantes ao longo do pilar para cada caso	126
Tabela 5.21 - Momentos flectores de 2ª ordem	127
Tabela 5.22 - Esforço axial actuante em cada tirante para combinação permanente	129
Tabela 5.23 - Valores da tensão actuante, extensão relativa e variação de comprimento de cada tirante para a combinação permanente	130
Tabela 5.24 - Deformação vertical correspondente a deformação axial de cada tirante...	132
Tabela 5.25 - Reacção vertical e momento na base do pilar	136
Tabela 5.26 - Compressão máxima, momento máximo positivo actuante e deslocamento global no tabuleiro	136
Tabela 5.27 - Cargas aplicadas no modelo em Robot	138
Tabela 5.28 - Combinações frequentes.....	138
Tabela 5.29 - Combinações de estado limite último.....	139
Tabela 5.30 - Frequência e massa mobilizada por cada modo de vibração	157
Tabela 5.31 - Aceleração máxima de referência para cada zona sísmica	159
Tabela 5.32 - Factores de cálculo dos espectros sísmicos	159
Tabela 5.33 - Reacções na base do pilar	170

1 Introdução

1.1 Enquadramento e objectivos da dissertação

As pontes atirantadas são estruturas que aparentam uma leveza e uma simplicidade que as tornam bastante atraentes. Estas têm sofrido uma grande evolução ao longo dos anos, permitindo transcender limites e obter formas cada vez mais excêntricas.

Estruturalmente são estruturas bastante competentes, mas que exigem algum cuidado no cálculo e dimensionamento, pois devido à sua esbelteza são muito sensíveis a algumas acções.

Por se tratar de estruturas especialmente sensíveis a deformações, os processos construtivos destas pontes devem ser metódicos e rigorosos. Estes processos, são importantes tanto para o cálculo da estrutura, como para o custo final da obra. A estrutura deve ser seguida por sistemas de monitorização, durante a fase construtiva e de utilização.

Os elementos estruturais principais das pontes atirantadas, são o tabuleiro, mastro, pilar e tirantes. Estes elementos formam um conjunto que dá a estabilidade necessária para o bom funcionamento da estrutura.

O objectivo desta dissertação, passa por entender quais os aspectos a ter em conta na concepção de uma estrutura deste tipo, os processos construtivos existentes, as acções externas actuantes e o funcionamento estrutural de um exemplo prático.

1.2 Organização da dissertação

A dissertação está dividida em 6 capítulos, sendo o primeiro capítulo a introdução e o sexto correspondente à conclusão. Os restantes 4 capítulos são os que fazem o desenvolvimento do tema escolhido.

No segundo capítulo é estudada a concepção de pontes atirantadas, caracterizando os vários elementos estruturais, assim como a sua forma e disposição.

O terceiro capítulo aborda os vários processos construtivos de pontes de tirantes, explicando quais as aplicações, vantagens e desvantagens de cada método.

O quarto capítulo define quais as acções regulamentares, que têm a possibilidade de actuar na estrutura. A definição das cargas é precedido do seu processo de cálculo e da combinação das mesmas para Estado Limite de Serviço e Estado Limite Último. As acções consideradas tratam-se de sobrecargas rodoviárias e pedonais, acção do vento, acção da temperatura, acção da corrente da água e acção sísmica.

No quinto capítulo é feito um estudo de um exemplo prático. Neste estudo foi feito um pré-dimensionamento de cada elemento da estrutura, incluindo o cálculo do tensionamento dos tirantes. Depois foi elaborado um modelo numérico num programa de cálculo, onde foi feita uma análise estática e dinâmica da estrutura.

2 Concepção de Pontes Atirantadas (Walther et al., 1999)

Na concepção de pontes atirantadas deve ser feita uma interacção entre os vários elementos constituintes deste tipo de ponte, de modo a ser possível obter a solução mais vantajosa a todos os níveis.

Um tabuleiro muito rígido faz com que sejam necessários menos tirantes e com que o mastro tenha uma rigidez menor (devido aos poucos esforços a que está sujeito). O papel dos tirantes neste caso passa por ser um suporte elástico nas zonas onde não é possível colocar pilares. Este tipo de construção é muito pouco económico.

Uma estrutura com espaçamento entre cabos mais baixo faz com que o tabuleiro necessite de ser menos rígido, pois os momentos flectores serão menores. Em sentido contrário, os mastros têm necessidade de serem mais rígidos, pois estão mais solicitados a momentos provocados por cargas longitudinais.

Existe ainda um tipo de sistema em que os cabos são utilizados como elementos estabilizadores. Neste caso os cabos de equilíbrio são ancorados a uma superfície rígida e providenciam um equilíbrio importante ao mastro. De modo a não ocorrer o problema dos tirantes de estabilização enfraquecerem, o comprimento dos vãos laterais deve ser menos de metade dos vãos centrais. O desequilíbrio resultante da assimetria dos vãos provoca grandes esforços nos tirantes de contrabalanço. Esta concepção leva a tabuleiros e mastros mais esbeltos, mas estão sempre dependentes dos tirantes de equilíbrio.

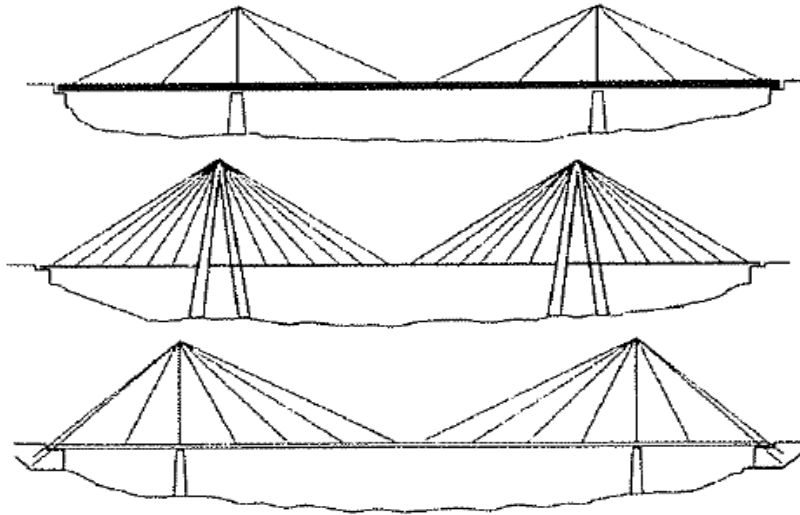


Figura 2.1 - Relação entre rigidez de tabuleiro e número de tirantes (Walther, 1999)

2.1 Disposições de cabos

Os cabos de pontes atirantadas podem ter várias disposições. Estas várias disposições influenciam o comportamento estrutural, o método construtivo e a economia da estrutura.

No plano transversal existem pontes com 1, 2 ou múltiplos planos de tirantes. O número de planos de tirantes depende da finalidade da obra de arte.

No plano longitudinal existem também várias disposições de cabos. Existem tirantes dispostos em harpa, leque, semi-harpa e em forma assimétrica.

2.1.1 Plano Transversal

2.1.1.1 Sistema de suspensão central

Este sistema não substitui os sistemas com mais do que um plano de cabos. Aliás, este sistema tem o inconveniente de estar sujeito a grandes momentos torsores no tabuleiro, o que torna necessária a utilização de um tabuleiro mais rígido.

Ao utilizar um tabuleiro mais rígido não se está a aproveitar a sua resistência à flexão, devido ao curto espaçamento dos cabos. Quando sujeita a sobrecarga, a deformação da

estrutura é controlada através da rigidez do mastro e dos tirantes. O tabuleiro está sujeito a deslocamentos e a flexão no plano longitudinal aumenta com a sua rigidez. A selecção de uma secção transversal rígida à flexão pode não ser totalmente favorável, porém, este sistema tem algumas vantagens importantes.

Uma das vantagens é a estética deste tipo de sistema. A presença de um só plano de cabos faz com que a estrutura tenha uma maior transparência, tornando-a mais elegante.

Neste tipo de sistema é muito usual implantar o mastro no centro do tabuleiro, no plano transversal, o que obriga à utilização de um tabuleiro mais largo. Este factor pode ser uma grande desvantagem em estruturas com grandes vãos, visto que, nestas estruturas o mastro terá de ter uma altura maior, o que faz com que a sua base tome dimensões excessivas. Para evitar este problema o mastro pode ter a forma de um “A”, eliminando a necessidade de alargar o tabuleiro.

Deve-se ter em conta que é sempre necessário deixar um espaço no tabuleiro para a ancoragem dos tirantes. Esta distância deve ter em conta possíveis acidentes de viação e deve proteger os cabos contra qualquer acção exterior.

Este sistema pode ser também competitivo em relação aos outros no que toca ao aspecto económico.

Um tabuleiro rígido à torção provoca uma redução dos momentos de segunda ordem e aumenta a estabilidade dinâmica e aerodinâmica do conjunto. Este factor é também caracterizado por provocar baixa fadiga nos tirantes, pois, tendo um tabuleiro rígido à torção é capaz de distribuir melhor esforços, limitando as variações de tensões nos tirantes.

Depois de vistas algumas das vantagens e desvantagens podemos afirmar que a utilização deste tipo de concepção é de ter em conta. Deve-se ter em atenção que em pontes com grandes vãos e tabuleiros muito largos este tipo de sistema não deve ser utilizado, pois os momentos torsores seriam excessivos.

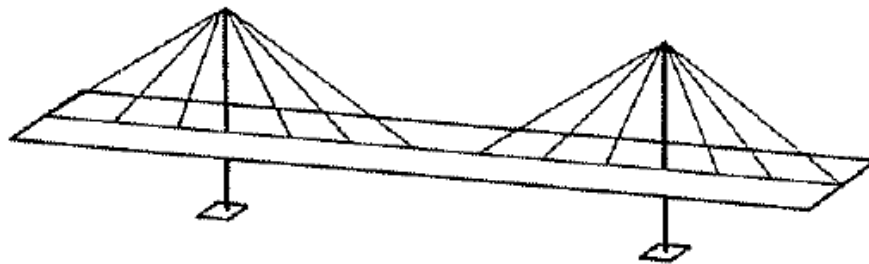


Figura 2.2 - Sistema de suspensão Central (Walther, 1999)

2.1.1.2 Sistema de suspensão lateral

Uma grande parte das pontes atirantadas existentes utiliza este sistema. Os planos de cabos podem ser verticais, ou ter uma inclinação para o interior. No caso em que os tirantes são inclinados, a forma do mastro tende para um formato em “A”.

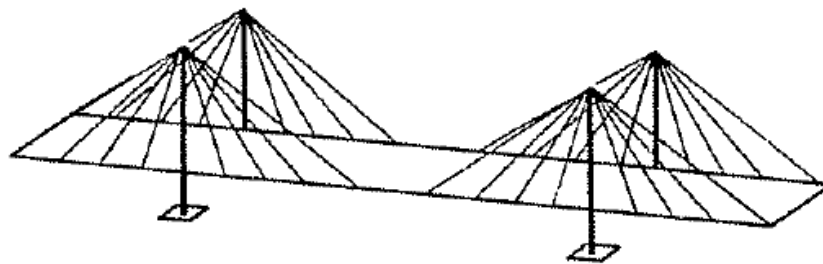


Figura 2.3 - Sistema de suspensão Lateral (Walther, 1999)

2.1.1.2.1 Suspensão lateral vertical

Neste caso os tirantes asseguram uma melhor ligação entre o mastro e o tabuleiro. As deformações ocorridas posteriormente advêm de pequenas variações de tensão nos tirantes e deformações no mastro.

A largura do tabuleiro depende da distância mínima necessária entre os braços dos mastros. É possível reduzir este problema afastando os braços dos mastros, colocando-os fora do plano. No caso de existir um ligeiro desvio dos cabos do seu plano original, é necessário equilibrar a flexão do mastro no plano transversal através de contraventamentos superiores (*upper-bracing*). A construção dos mastros com braços verticais é por norma mais económica.

2.1.1.2.2 Suspensão lateral com mastro em “A”

A rigidez e estabilidade da estrutura são melhoradas com o uso deste tipo de mastro. O tabuleiro e os dois planos de cabos comportam-se como uma secção rígida à flexão reduzindo a probabilidade de rotação do tabuleiro.

Este tipo de suspensão pode provocar problemas de espaço na direcção transversal, sendo por vezes necessário aumentar a secção do tabuleiro ou a utilização de cachorros (consolas) para a ancoragem dos cabos.

O grande inconveniente deste sistema passa pelo custo de execução de mastros inclinados.

Este tipo de sistema é apropriado para pontes com vãos muito grandes, onde as características aerodinâmicas são muito importantes.

A suspensão lateral provoca momentos no plano transversal da estrutura, atingindo o valor máximo a meio vão da secção. O esforço transversal máximo e as forças induzidas pelas ancoragens aparecem nas bordas do tabuleiro.

2.1.1.3 Sistemas de três planos de tirantes

Este tipo de sistema é utilizado sobretudo em pontes com tabuleiros muito largos e com esforços muito importantes no plano transversal. É possível construir com mais do que um plano de cabos.

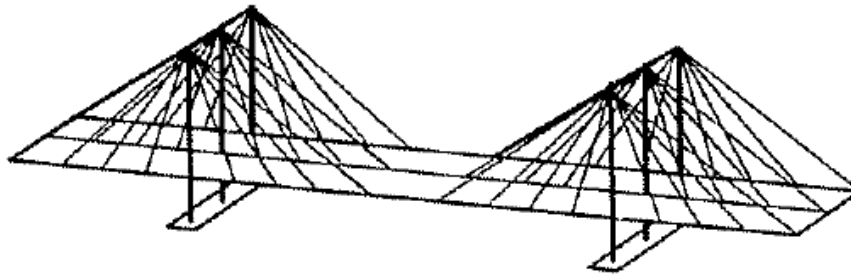


Figura 2.4 - Sistema de suspensão com três planos de tirantes (Walther, 1999)

2.1.2 Plano Longitudinal

2.1.2.1 Disposição de tirantes em Harpa

Este tipo de disposição é de todos os tipos de disposições longitudinal o menos económico e com pior comportamento estrutural, porém, é uma disposição muito apreciada a nível estético, devido à forma como os tirantes estão dispostos paralelamente e com uma inclinação constante. Este factor transmite uma certa transparência, que se torna agradável ao olho dos observadores.

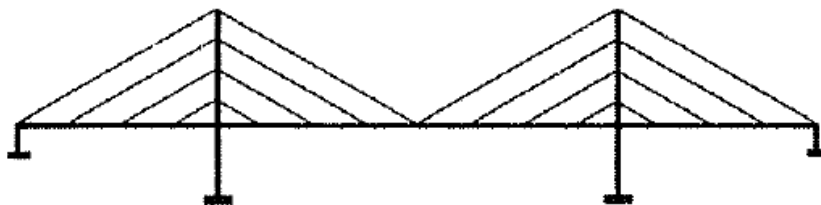


Figura 2.5 - Disposição de tirantes em harpa (Walther, 1999)

2.1.2.2 Disposição de tirantes em Leque

Esta disposição passa por aproximar os tirantes do topo do mastro, aparentando a forma de um leque.

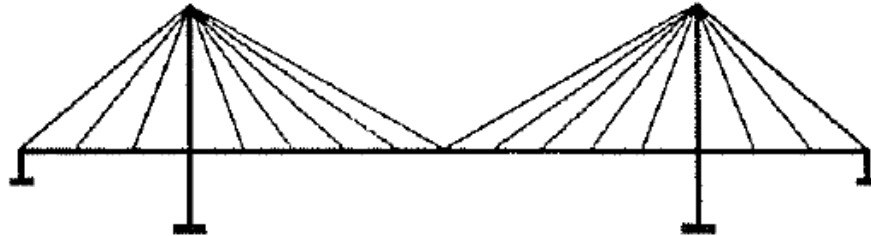


Figura 2.6 - Disposição de tirantes em leque (Walther, 1999)

As vantagens deste método são irrevogáveis e têm uma grande importância na escolha do tipo de disposição de tirantes, tais como:

- O facto do peso total de tirantes ser mais reduzido relativamente à disposição em Harpa;
- A componente horizontal da força introduzida pelo cabo é muito inferior.
- A flexão do mastro mantém-se moderada;
- Os movimentos do tabuleiro devido a mudanças de temperatura são absorvidos por juntas de dilatação localizadas nos encontros, se a ligação entre o tabuleiro e o pilar/mastro for libertada;
- A flexibilidade da estrutura é favorável quando existem movimentos horizontais do tabuleiro e a estabilidade contra acções sísmicas aumenta;
- Os cabos que estão ancorados nas zonas dos pilares ou dos encontros, reduzem as deformações no mastro e no tabuleiro.

Apesar de tudo esta solução tem um problema importante. É muito complicado o dimensionamento do topo do mastro, visto que na teoria, é onde se encontram

concentradas todas as ancoragens dos tirantes. A grande concentração de tensões apenas pode ser corrigida através de métodos construtivos complicados e pouco económicos.

2.1.2.3 Disposição de tirantes em Semi-Harpa

A disposição em semi-harpa é uma solução intermédia às duas anteriores e é uma boa forma de combinar as vantagens de cada um dos outros sistemas, eliminando as suas desvantagens.

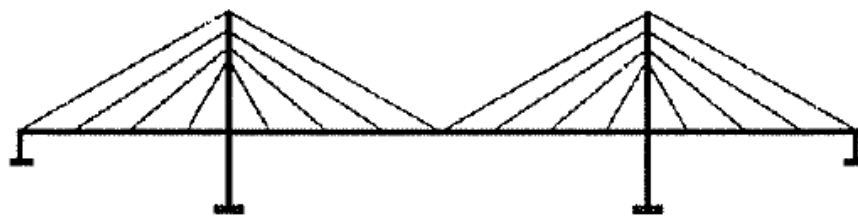


Figura 2.7 - Disposição de tirantes em semi-harpa (Walther, 1999)

Neste sistema há uma disposição mais alargada das ancoragens dos tirantes no topo do mastro, reduzindo assim a concentração de tensões existente no padrão em leque.

A maior inclinação dos cabos mais próximos do mastro torna possível reduzir a componente horizontal da força de ancoragem no tabuleiro, existente no padrão em harpa.

2.1.2.4 Disposição de tirantes assimétrica

Este tipo de disposição surge quando, por razões externas, é apenas possível atravessar um obstáculo, utilizando apenas um único vão.

De modo a garantir o equilíbrio estático da estrutura são utilizados tirantes de equilíbrio localizados na retaguarda do plano de tirantes do vão principal.

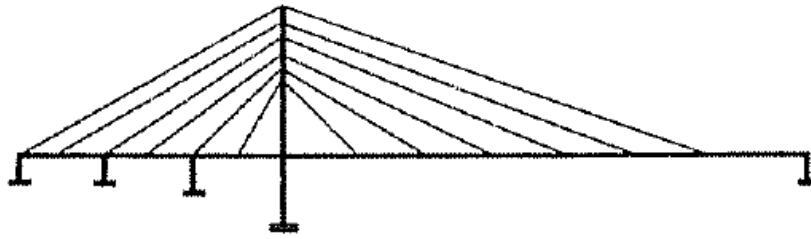


Figura 2.8 - Disposição de tirantes assimétrica (Walther, 1999)

A inclinação dos cabos de equilíbrio depende fundamentalmente da topografia do local e das condições geológicas e geotécnicas da zona de ancoragem.

Se pensarmos apenas na economia dos tirantes, podemos dizer que a melhor inclinação seria 45° , contudo, cada vez mais se tenta reduzir a inclinação dos tirantes de modo a reduzir a componente vertical na zona de ancoragem.

2.1.3 Espaçamento entre tirantes

Nas primeiras construções de pontes atirantadas eram utilizados espaçamentos superiores, pois naquela época eram usados poucos cabos para suportar tabuleiros muito rígidos. Este tipo de concepção não é competitivo hoje em dia, porque a utilização de tabuleiros tão rígidos requer uma grande quantidade de materiais e requer também a utilização de meios de elevação bastante caros.

É claro que com o tempo surgiram métodos de construção mais económicos que facilitaram a elevação de tabuleiros rígidos. Deste modo podemos afirmar que a utilização de grandes espaçamentos de cabos não está totalmente posta de parte.

Nas estruturas mais correntes optou-se por encurtar os espaçamentos dos tirantes. Este tipo de concepção tem várias vantagens tais como:

- Flexão no plano longitudinal moderada, durante a construção e durante a utilização, o que torna possível utilizar métodos de construção mais económicos (avanços sucessivos);
- Os cabos têm secções inferiores o que simplifica a sua instalação e ancoragem;
- A substituição de um tirante é relativamente mais simples. Este ponto é essencial, visto que os cabos estão expostos a acções exteriores e são atacados muitas vezes pela corrosão.

Em vãos muito grandes é essencial a utilização de espaços reduzidos entre tirantes. O espaçamento depende também de material usado no tabuleiro. Quanto mais pesado for o tabuleiro menor será o espaçamento entre os tirantes.

2.2 Tabuleiros

Tal como foi dito anteriormente as primeiras pontes utilizavam um grande espaçamento entre tirantes e tabuleiros muito rígidos. Hoje em dia, como o espaçamento entre cabos diminuiu significativamente, a necessidade de utilização de tabuleiros extramente rígidos alterou-se.

É inteligente tentar reduzir ao máximo a rigidez do tabuleiro, porque um tabuleiro muito rígido tem momentos flectores no sentido longitudinal muito superiores a um flexível. No entanto, a rigidez óptima não depende apenas da distância entre tirantes. O sistema de suspensão e a largura do tabuleiro são também factores muito importantes.

Nas pontes com apenas um plano de tirantes a rigidez à torção é essencial. Nestes casos recomenda-se a utilização de tabuleiros em caixão ou estruturas espaciais.

Para pontes que utilizam sistemas de suspensão lateral com dois ou mais planos é possível utilizar secções mais esbeltas, visto que os momentos longitudinais não são muito grandes

e a necessidade de muita rigidez à torção não é essencial. No entanto deve ter se em atenção que a secção deve resistir aos momentos flectores no plano transversal, que normalmente se dá a meio da secção e às cargas pontuais introduzidas pelas ancoragens.

Além do espaçamento entre tirantes é importante considerar o material constituinte do tabuleiro. O peso próprio do tabuleiro tem influência no custo da elevação e na dimensão dos outros elementos estruturais (tirantes, mastros, pilares e fundações).

2.2.1 Tabuleiros em aço

Um tabuleiro em aço é ideal no que toca a economizar no método de construção. Por outro lado a utilização deste material fica extremamente cara devido ao preço do mesmo. Deste modo, a única forma deste material ser competitivo com outros materiais é influenciar a dimensão de outros elementos estruturais (tirantes, mastros, pilares e fundações), através do seu reduzido peso próprio.

Em estruturas de pequeno e médio vão, a parcela do custo dos tirantes no valor global da obra é relativamente reduzido. Deste modo o peso próprio do material constituinte do tabuleiro não tem uma grande relevância. Em estruturas de grandes vãos a redução do peso próprio do tabuleiro é um factor importante e por este motivo a escolha correcta do tabuleiro a utilizar é essencial a nível económico.

2.2.2 Tabuleiros em betão

A construção com tabuleiros em betão deixou de ser um problema com a evolução dos métodos construtivos. O método mais frequente para a construção de pontes é por avanços sucessivos, em que o tabuleiro avança por aduelas, enquanto é suspenso pelos tirantes definitivos. Este procedimento repete-se até ser atingido o vão pretendido. Deste modo os esforços no tabuleiro são minimizados e a construção torna-se mais económica.

Com a redução da distância entre os tirantes é possível utilizar tabuleiros mais esbeltos. Este factor torna possível a construção do tabuleiro como uma peça única, com betonagem *in situ* e uma cofragem ligeira.

Pode-se pensar que a utilização de tabuleiros mais esbeltos facilite a ocorrência de problemas de estabilidade, mas deve-se ter em conta que a sua estabilidade depende também dos tirantes e do mastro. A rigidez do conjunto não deve ser negligenciada.

Como o espaçamento entre cabos, no plano longitudinal, é bastante reduzido, o maior problema em tabuleiros esbeltos é no plano transversal. Este pode ser um problema importante em pontes com tabuleiros muito largos, onde os momentos flectores no plano transversal são muito importantes. Para combater este problema pode-se reforçar o tabuleiro no plano transversal com vigas de aço ou betão, ou em casos mais extremos aumentar o número de planos de cabos. Deste modo é possível manter a espessura do tabuleiro sem comprometer a segurança.

2.2.3 Tabuleiros mistos de aço e betão

Esta tecnologia tem demonstrado ao longo dos anos que pode ser muito vantajosa. Esta solução inteligente surge a partir do momento em que se verificou que a utilização de um único material para a construção de um tabuleiro poderia não ser a forma mais económica de o fazer. Para isso utiliza-se betão para a laje e aço para o resto da estrutura do tabuleiro. Deste modo beneficia-se do baixo preço e da elevada resistência à compressão do betão e aproveita-se o excelente comportamento do aço como material de construção.

A grande vantagem desta tecnologia passa pela redução do peso próprio e pela maior facilidade de elevação do tabuleiro.

É ainda possível a utilização de estruturas híbridas, em que uma parte do tabuleiro pode ter uma secção transversal constituída apenas por betão e outra constituída por uma secção transversal mista de aço e betão.

2.3 Mastros

A concepção de pontes atirantadas passa pela escolha e dimensionamento de todos os seus elementos e o tipo de mastro é um dos elementos mais importantes.

2.3.1 Configuração longitudinal

A configuração longitudinal dos mastros e a sua estabilidade devem concordar, de forma apropriada, com os requisitos de estabilidade global e comportamento durante a sua utilização.

O comprimento de tabuleiro, a disposição de cabos e as condições do local de implantação são factores muito importantes no dimensionamento deste elemento da estrutura.

2.3.1.1 Disposição de tirantes em harpa

Com este tipo de disposição, os momentos flectores no plano longitudinal do mastro são de grande dimensão, quando são aplicadas cargas assimétricas no tabuleiro. Por esta razão é necessário dimensionar um mastro com alta resistência a momentos flectores e com alta rigidez de modo a poder reduzir as deformações no tabuleiro, especialmente se este for flexível.

Os tirantes com um comprimento mais reduzido, neste tipo de padrão de tirantes, criam uma ligação entre o tabuleiro e o mastro, que resiste aos deslocamentos horizontais. Devido a este factor, torna-se complicado limitar as tensões provocadas pela retracção, deformação ou diferenças de temperatura, libertando a ligação entre o tabuleiro e um dos pilares.

Nos casos em que a ponte tem um grande vão, onde o controlo das deformações é mais importante, é necessário libertar a estrutura externamente, no plano longitudinal, através de juntas de dilatação ou apoios simples, localizados no topo de um dos pilares.

2.3.1.2 Disposição de tirantes em leque

Esta disposição de tirantes oferece grandes vantagens a nível dos esforços transmitidos para os mastros.

Neste caso, a rigidez no plano longitudinal do mastro tem uma importância mais reduzida para a estabilidade global da estrutura.

As dimensões da secção do mastro são condicionadas em grande parte pela fase construtiva de elevação do tabuleiro, que exige uma grande estabilidade global.

Os cabos mais próximos dos mastros com uma inclinação próxima da vertical têm pouca influência do controlo de deformações horizontais provocadas por retracção, deformação e diferenças de temperatura. De modo a eliminar as tensões devido a estes factores, é necessário libertar a ligação entre o tabuleiro e um dos mastros e colocar juntas de dilatação nos apoios.

2.3.1.3 Disposição de tirantes em semi-harpa

Este padrão é escolhido na maior parte das vezes devido á maior facilidade na disposição das ancoragens dos tirantes.

2.3.1.4 Resistência da parte baixa do mastro (pilar)

Neste tipo de estruturas o tabuleiro é considerado um elemento que está suspenso na direcção longitudinal. Desta forma os pilares têm de ser capazes de resistir às acções do vento, frenagem de veículos, embates de barcos e sismos, garantindo a estabilidade global

da estrutura. De modo a serem cumpridos todos os requisitos de segurança e utilização é muitas vezes necessário que os pilares tenham elevadas dimensões.

2.3.2 Configuração transversal

O número de planos de tirantes é um factor essencial no dimensionamento deste elemento da estrutura.

2.3.2.1 Sistema de suspensão lateral

Nas pontes em que este tipo de suspensão é previsto, o dimensionamento dos mastros é condicionado por algumas condições.

Uma das condições é a distância livre entre os elementos e as faixas de rodagem. A distância mínima deve ser definida previamente.

Outro factor é a estabilidade transversal dos mastros. Esta estabilidade deve ter em conta possíveis deformações. De modo a poder manter a esbelteza dos braços dos mastros, é possível utilizar vigas de estabilização transversal.

Os mastros podem ser construídos utilizando dois braços verticais paralelos. Se os tirantes estiverem no mesmo plano dos braços dos mastros, é possível eliminar esforços no plano transversal. No entanto, esta solução leva ao aumento da largura do tabuleiro, o que poderá aumentar os custos globais da estrutura.

Nos casos em que os planos dos tirantes estão inclinados, há um aumento substancial dos esforços, no plano transversal, no mastro. De modo a minimizar as consequências destes esforços, deve ser utilizada uma secção transversal do mastro, assimétrica.

À medida que os vãos aumentam, a altura dos mastros aumenta também. Desta forma é necessária a utilização de contraventamentos transversais de modo a reduzir a flexão no plano transversal do mastro, devido à inclinação dos tirantes.

Em estruturas de grandes vãos, a altura do mastro acima do tabuleiro pode ser tal que torna possível inclinar os braços do mastro e uni-los no topo. Desta forma, é possível resistir com mais eficácia aos esforços transversais provocados pela inclinação dos tirantes e a possíveis acções horizontais que sejam induzidas na estrutura.

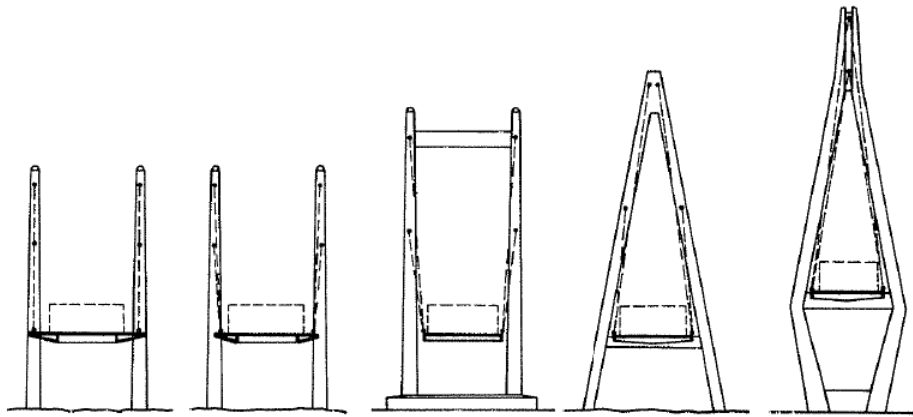


Figura 2.9 - Mastros para suspensão lateral (Walther, 1999)

2.3.2.2 Sistema de suspensão central

Este tipo de suspensão exige que sejam respeitadas as mesmas condições que o tipo de suspensão lateral. Quando a estrutura tem dimensões médias e utiliza um padrão de tirantes em harpa, é possível a utilização de um mastro com um único braço central. É possível a utilização deste tipo de mastro em estruturas de grande vão com um padrão de tirantes em semi-harpa.

Quando é utilizado apenas um braço central, é necessário respeitar uma distância mínima entre a faixa de rodagem e este elemento estrutural. Muitas vezes, para garantir esta condição, é necessário aumentar a largura do tabuleiro.

Caso o mastro seja dimensionado para suportar possíveis embates de veículos, é possível abdicar da distância mínima de segurança. Esta alternativa pode ser importante na economia da estrutura.

Em estruturas de grande vão é necessário que o mastro tenha uma grande rigidez transversal. Muitas das vezes é possível transformar o braço central em dois braços inclinados, abaixo da zona de ancoragem. O inconveniente desta solução passa pelos elevados custos devido às elevadas dimensões do pilar.

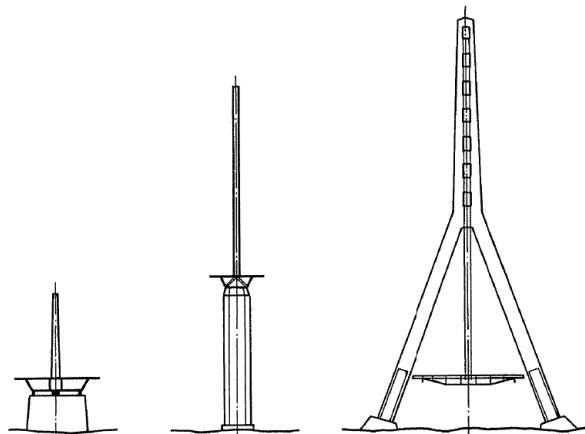


Figura 2.10 - Mastros para suspensão central (Walther, 1999)

2.4 Ancoragens

Este é um factor importante na construção de pontes atirantadas. Na definição do tipo de ancoragem é necessário ter em conta alguns factores.

- A ancoragem deve estar acessível e deve permitir a substituição de tirantes;

- O detalhe estrutural deve permitir uma colocação dos tirantes, simples e económica;
- A componente horizontal das forças aplicadas pelos tirantes deve ser equilibrada de uma forma simples e permanente, de modo a evitar momentos torsores no mastro.

2.4.1 Ancoragens exteriores

Quando a estrutura é de dimensões moderadas, os pilares têm frequentemente secções lisas. Deste modo, as ancoragens podem ser colocadas em cavidades, acessíveis pelo exterior. Esta forma de colocação de ancoragens é muito adequada em pontes com tirantes em harpa e semi-harpa.

Deve-se ter em atenção aos possíveis momentos torsores, que podem levar a grandes deformações. Para evitar que estes apareçam pode-se dividir um dos planos de cabos em dois. Esta solução é muito adequada em estruturas assimétricas.

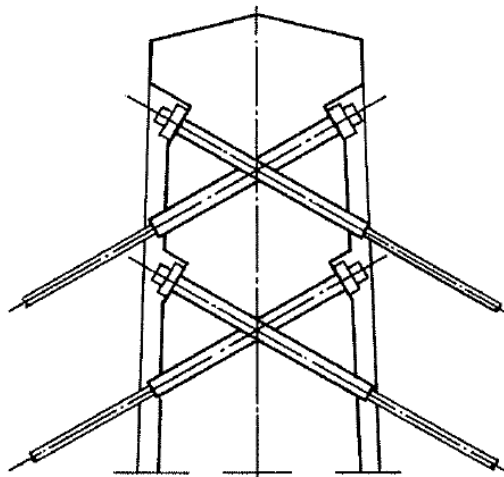


Figura 2.11 - Ancoragens exteriores (Walther, 1999)

2.4.2 Ancoragens tipo *Hooking*

É uma solução elegante que pretende simplificar os procedimentos de construção.

Esta solução passa por colocar moldes metálicos, equipados com uma abertura em forma de “U”.

As secções em metal conseguem equilibrar a componente horizontal das forças dos tirantes. Desta forma é uma solução adequada a padrões de tirantes em harpa.

Apesar do custo de todas as secções metálicas, esta solução é económica.

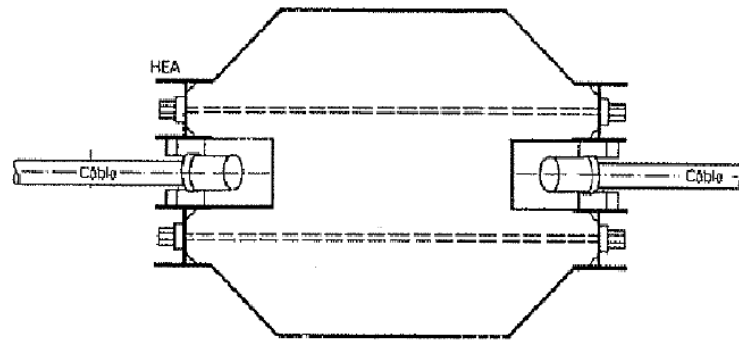


Figura 2.12 - Ancoragens tipo *Hooking* (Walther, 1999)

2.4.3 Ancoragens internas

Em estruturas de grandes vãos, onde os mastros têm secções ocas, é possível ancorar os tirantes pelo interior do mastro. Sendo assim é necessário definir um espaçamento dentro da secção do mastro, de modo a ser possível a passagem de equipamentos e máquinas que servem para a execução das ancoragens.

Para equilibrar as componentes horizontais das forças dos tirantes, pode ser aplicado pré-esforço nas secções dos mastros.

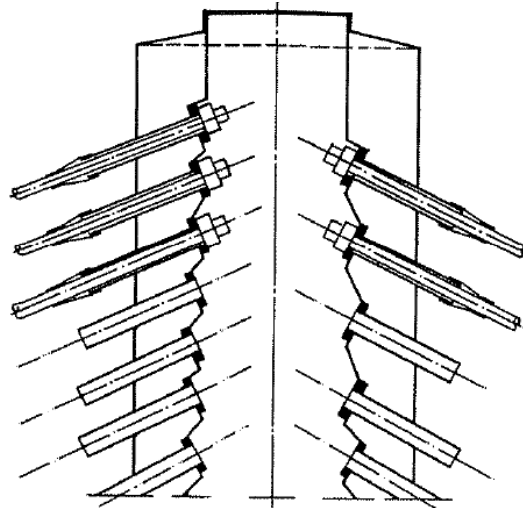


Figura 2.13 - Ancoragens internas (Walther, 1999)

2.5 Tirantes

Os tipos de cabos utilizados nos sistemas de suspensão das pontes atirantadas caem sobre as seguintes categorias:

- Cabos de barras paralelas;
- Cabos de fios paralelos;
- Cabos de cordões;
- Cabos fechados.

A escolha de cada tipo de cabo depende das propriedades mecânicas (módulo de elasticidade, resistência à tração, durabilidade, etc), assim como do aspecto económico.

2.5.1 Cabos de Barras Paralelas

Estes cabos são constituídos por barras ou varões paralelos entre eles, dentro de um tubo metálico e posicionados através de espaçadores de polietileno. As barras podem deslizar longitudinalmente, simplificando o tensionamento individual dos mesmos. Depois da elevação dos cabos, é injectada uma calda de cimento, que terá uma grande importância na resistência a cargas dinâmicas.

Como o transporte das barras por bobinas só é possível em pequenos diâmetros (16mm de diâmetro), os outros membros são entregues com comprimentos entre 15 e 20 metros. Desta forma, é necessário utilizar acopladores, que reduzem consideravelmente a resistência à fadiga dos tirantes.

A utilização de aço macio torna necessária a utilização de secções maiores, em comparação com tirantes constituídos por fios ou cordões de aço de alta resistência. Este factor leva a uma redução da variação de tensões, diminuindo o risco de fadiga. No entanto, a utilização destas barras é um pouco limitada a pontes onde é prevista uma maior presença de cargas estáticas do que dinâmicas.

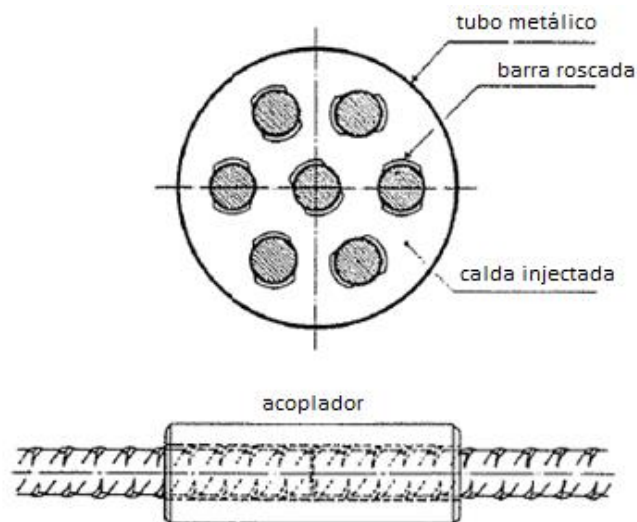


Figura 2.14 - Cabo de barras paralelas (Walther, 1999)

2.5.2 Cabos d

Os cabos de fios paralelos são uma tecnologia muito utilizada em pontes atirantadas. Estes cabos são constituídos por fios de aço de alta resistência, colocados em tubos metálicos ou de polietileno. Estes tubos são normalmente injectados com calda de cimento depois da elevação.

No processo BBRV, cada tirante consiste num agrupamento de fios de 7mm de diâmetro, com um número de unidades variável entre 50 e 350 fios. Os tirantes podem então ser transportados em bobinas e podem ter resistências de 1300 a 9000 kN. A sua resistência à fadiga é satisfatória, devido às suas propriedades mecânicas.

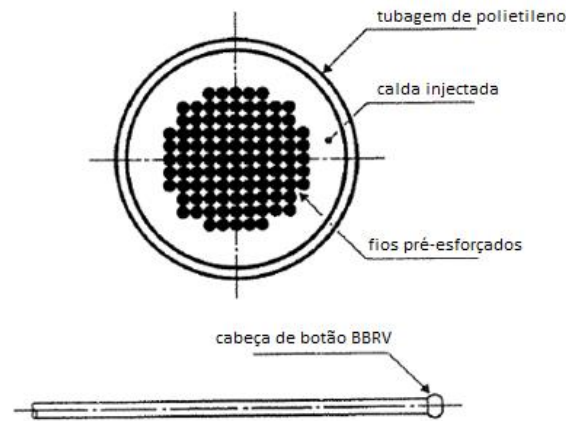


Figura 2.15 - Cabo de fios paralelos (Walther, 1999)

2.5.3 Cabos de Cordões

Com uma utilização muito variada em vários procedimentos de pré-esforço, os cordões foram aplicados recentemente no fabrico de tirantes. A utilização deste método é hoje em dia mais económica devido à produção em massa.

Cada cordão é constituído por sete fios torcidos, com um diâmetro exterior de 12.7 mm ou 17.78 mm.

Quando os cordões são tensionados, as tensões laterais têm um mau resultado na sua resistência à fadiga. Estes cordões têm ainda uma maior sensibilidade a nível de corrosão, dado que, para uma determinada área de cordões, o seu perímetro é maior do que num elemento circular único. No entanto, os progressos técnicos a nível de protecção contra a corrosão permitem ultrapassar estes problemas.

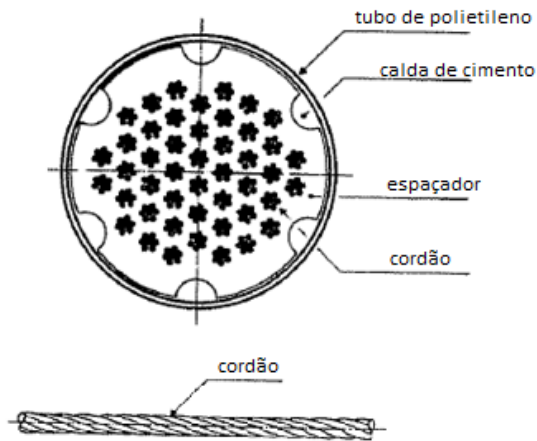


Figura 2.16 - Cabo de cordões (Walther, 1999)

2.5.4 Cabos Fechados

Este tipo de cabos começou a ser utilizado nas hastes verticais das pontes suspensas, sendo mais tarde utilizado em pontes atirantadas. Desde então, os métodos de fabrico destes cabos e a qualidade e resistência mecânica dos fios de que são constituídos foram bastante melhorados.

Os fios são posicionados em camadas sucessivas, em torno de um núcleo central que consiste em fios paralelos em forma circular. No exterior, são utilizadas secções em S, que tendo em conta o seu grau de sobreposição formam uma superfície mais ou menos estanque. Este efeito é ainda mais realçado pelas tensões laterais produzidas durante o tensionamento dos cabos.

É possível obter cabos deste género, que consistem em oito ou nove camadas de fios de 4.7 mm de diâmetro, atingindo resistências de 6000 a 12900 kN.

As vantagens deste tipo de cabos baseiam-se na facilidade de colocação, no espaço reduzido de ancoragem e na economia de elevação, visto que não é necessária calda e tubagem exterior.

Este método tem a desvantagem de ser muito exposto à corrosão, se a sua produção não for cuidadosa. Este aspecto é bastante importante, pois pode condicionar bastante a escolha do método.

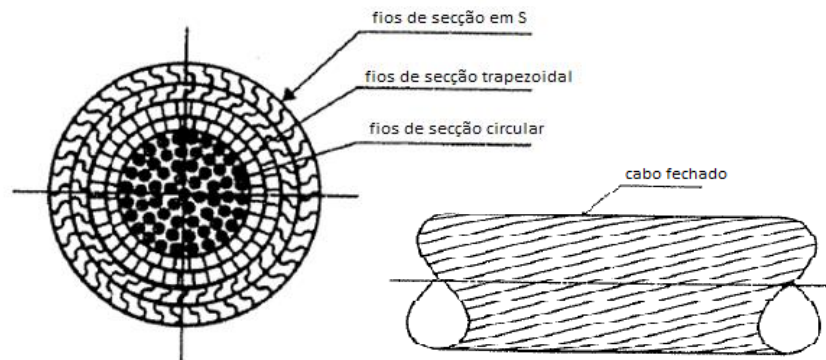


Figura 2.17 - Cabo fechado (Walther, 1999)

2.6 Protecção dos tirantes

Os tirantes são os elementos estruturais mais expostos de uma ponte e por isso devem ser protegidos contra agentes agressivos, em especial a corrosão.

No passado, a maioria dos cabos eram envolvidos em tubos e calda de cimento para proteger o aço contra a corrosão. Embora este método seja utilizado actualmente com um desempenho satisfatório, tem uma grandes desvantagem, que passa pelo facto da calda de cimento não conseguir acompanhar as extensões dos cabos sem fissurar. Estas fissuras podem ser uma fraqueza no tirante em relação à corrosão.

Houve algumas tentativas de prevenir as fissuras através de uma compressão da calda. No entanto, a eficiência deste método é questionável a longo prazo.

Actualmente já existem métodos de protecção contra a corrosão mais eficientes, tais como:

- Galvanização dos fios;

- Revestimento dos fios ou cordões com materiais plásticos.

Existem ainda combinações dos vários métodos de protecção.

2.6.1 Sistema de protecção através de tubos ou capas

Com a excepção dos cabos fechados, todos os tirantes são revestidos por tubos de aço ou de um material plástico resistente aos agentes ambientais mais agressivos.

Capas em plástico têm uma maior flexibilidade, o que facilita a sua colocação. Esta flexibilidade pode provocar ondulações ao longo do eixo do cabo, o que prejudica a estética da estrutura. Este problema pode ser ultrapassado com a utilização de espaçadores e por limitar a pressão de injeção da calda. Se a pressão de injeção for muito elevada, pode provocar a deformação da capa, rasgando o polietileno. Os tubos metálicos não têm qualquer problema em absorver as pressões de injeção da calda.

2.6.2 Sistema de protecção através de galvanização

Esta protecção passa por embeber ou imergir os fios num banho de zinco, controlado automaticamente para evitar sobreaquecimento.

Apesar da redução da resistência do material tratado desta forma, ainda parece aconselhável fazer uso do método, pois a protecção conseguida é muito vantajosa.

É importante referir que não é segura a utilização dos cabos galvanizados embebidos em calda de cimento.

2.6.3 Sistema de protecção com revestimento tipo *Coating*

O processo de revestimento de cabos fechados consiste no revestimento da superfície desprotegida dos fios, com um produto anti corrosão, com uma boa ligação e longa vida útil.

Os produtos de revestimento são, por norma, resina altamente viscosa, gordura com base em óleo, parafina ou compostos químicos.

Este método torna-se menos eficiente que os outros devido à sua difícil aplicabilidade e fraca economia.

2.6.4 Protecção das ancoragens

As ligações entre ancoragens e as capas dos tirantes devem estar suficientemente seladas de modo a prevenir a infiltração e acumulação de água. Os pormenores que fazem essa vedação dependem do tipo de ancoragem, do sistema de protecção dos tirantes e da sua inclinação.

2.6.5 Protecção contra acidentes

Os cabos devem estar protegidos contra vários tipos de riscos, tais como, embates de veículos, fogo, explosão e vandalismo.

Algumas medidas a ter um atenção passam pela protecção da parte do cabo mais baixa, com um tubo de aço, com mais de 2 de altura. Este tubo deve ter dimensões (espessura, largura) suficientes para proteger os tirantes contra o fogo. As ancoragens devem ser dimensionadas para resistir ao choque de um veículo.

3 Métodos Construtivos

O projecto de uma obra especial, como é o caso das pontes atirantadas, implica um sem número de opções, entre as quais a escolha do processo construtivo. Uma vez que este tem uma grande importância no dimensionamento de uma ponte, o seu estudo deve ser efectuado logo nas primeiras fases do projecto.

O processo construtivo a utilizar depende do tipo de disposição de cabos, pois este factor vai determinar a sequência de construção dos mastros, dos tirantes e do tabuleiro.

3.1 Construção do Mastro/Pilar

Os processos construtivos utilizados na construção dos mastros/pilares são, por norma, idênticos aos métodos utilizados em outras estruturas esbeltas.

Em mastros metálicos, utilizados em pontes atirantadas, a sua construção pode ser efectuada através de guas móveis com grandes lanças, ou guas flutuantes.

Em estruturas muito altas é necessária a utilização de guas “trepadoras”, que sobem o mastro à medida que este é construído. Este tipo de guas trata de elevar cada uma das secções pré-fabricadas do mastro e é constituída essencialmente por uma viga transversal treliçada, apoiada em cada um dos braços do mastro.

É possível também a utilização de guas de torre operadas na base. Com este tipo de guas é possível reduzir de forma substancial o peso que sobe o mastro, comparativamente à grua “trepadora” (Gimsing Niels et al., 2012).

Em torres de betão pode ser utilizado o método construtivo *slipform* ou *jumpform* para a betonagem. No caso do *slipform*, este consegue diminuir o tempo de execução

substancialmente, mas exige uma logística muito mais rígida e uma entrega contínua de betão.

No método *slipform* a construção é contínua, ou seja, o sistema de cofragem é elevado por macacos hidráulicos, à medida que o betão ganha presa. Neste método a betonagem é contínua, o que torna a construção mais rápida.

No método *jumpform* a betonagem é feita por tramos. A betonagem é interrompida até que o betão atinja uma resistência adequada e só depois é elevada a cofragem, de modo a ser possível betonar outro tramo.

Em pontes atirantadas os braços dos mastros/pilares podem não ser totalmente verticais, o que aumenta a sua dificuldade de execução. Esta inclinação leva a esforços durante a fase construtiva que têm de ser considerados e contrariados através de escoramento.

Os pilares são muitas vezes esbeltos no plano longitudinal de modo a permitir possíveis deslocamentos neste mesmo plano. Porém, esta esbelteza pode ser problemática na fase construtiva, pois quando o mastro atinge a sua altura máxima e ainda não tem qualquer tirante ancorado, terá de resistir por si só a acções exteriores, como por exemplo o vento. Muitas vezes é necessário dimensionar o mastro para esta fase, de modo a que a sua aerodinâmica seja melhorada. Caso o mastro não seja estável durante a fase construtiva, poderá ser executado um suporte temporário.

3.2 Construção do Tabuleiro

A escolha do método construtivo do tabuleiro deve ser precedida de uma análise que deve ter em conta condicionantes como as condições locais, o custo das diversas soluções possíveis, a segurança durante a construção da obra, os prazos de execução e a capacidade técnica do empreiteiro.

Os três processos construtivos mais importantes e que influenciam a concepção de uma ponte são:

- A construção por lançamento incremental;
- A construção utilizando vigas de lançamento;
- A construção por avanços sucessivos.

3.2.1 Construção de pontes por lançamento incremental

O método de construção por lançamento incremental consiste na construção de tramos do tabuleiro numa zona atrás dos encontros, com a orientação do eixo longitudinal da obra de arte, sendo colocados na sua posição definitiva através de meios mecânicos.

Este método evoluiu e teve um grande avanço a partir do momento que se passou a utilizar aparelhos de apoio com baixos coeficientes de atrito, através da descoberta do teflon, e pelo desenvolvimento do pré-esforço.

Neste método o tabuleiro pode ser constituído por aduelas pré-fabricadas, ou betonado *in-situ*, atrás das zonas dos encontros contra o tramo anterior.

Quando a ligação dos tramos é estabelecida, é executado o deslizamento do tabuleiro sobre os pilares e encontros, por acção de macacos hidráulicos fixos num dos apoios. Assim que o tabuleiro se encontra na sua posição final é aplicado o pré-esforço definitivo e aproveitado ou eliminado o pré-esforço temporário.

Este método está limitado a obras com altura de tabuleiro constante e de perfil longitudinal recto ou de curvatura constante.

As principais vantagens deste método são (Ferraz, 2001):

- Toda a área situada sob o tabuleiro fica livre devido à ausência de cimbres e cofragens, não havendo o risco de queda de peças ou materiais nem de diminuição da altura livre;
- Estando quase toda a actividade de construção do tabuleiro concentrada numa pequena área e de fácil acesso, esta pode ser coberta protegendo os operários de condições climatéricas desfavoráveis e garantindo as condições de segurança e qualidade de fabrico que se conseguem numa instalação industrial de pré-fabricação;
- Rapidez de construção, pois existe a possibilidade de construir o tabuleiro e os apoios simultaneamente;
- O material de lançamento é ligeiro, pouco dispendioso e pouco dependente das características da obra pelo que pode ser reutilizado noutras obras, amortizando melhor o seu custo;
- Eliminação de custos de transporte associados aos sistemas de pré-fabricação;
- Eliminação de juntas de betonagem (secas ou com resinas);
- Possibilidade de diminuir o prazo de execução utilizando duas áreas de fabrico.

As principais desvantagens deste método são (Ferraz, 2001):

- O perfil longitudinal e a geometria do traçado são condicionados pelo processo construtivo, pelo que o aspecto estético poderá por vezes ser prejudicado;
- A secção da superestrutura tem que ser constante, o que para vãos superiores a 60m é pouco económico;

- Necessidade de dispor de uma área considerável atrás de um dos encontros, pelo menos igual ao vão do tramo, que nem sempre se encontra disponível, inviabilizando assim a utilização do processo;
- O recurso a um pré-esforço provisório é bastante dispendioso, apesar de ser possível incorporá-lo no pré-esforço final;
- Necessidade de tratamento do terreno de apoio da cofragem fixa, de modo a evitar imperfeições da geometria;
- A operação de deslocamento do tabuleiro requer bastante capacidade técnica por parte do empreiteiro.

Este método é aconselhado em obras sobre vales profundos, como é o caso do Viaduto de Millau, em França.



Figura 3.1 - Lançamento Incremental no viaduto de Millau

As secções do tabuleiro são sujeitas a momentos flectores de intensidade e sinal variáveis, durante o processo de translação do mesmo, devido às várias posições que podem assumir durante o processo construtivo. Desta forma é necessária a utilização de pré-esforço temporário para garantir que o tabuleiro resiste a todos os esforços provenientes do processo construtivo.

A translação do tabuleiro pode ser feita através de dois tipos de deslizamento: unilateral e bilateral. O deslizamento unilateral é feito a partir de um dos encontros e o bilateral é feito a partir dos dois.

Durante o deslizamento unilateral, a linha média do pré-esforço deve ser rectilínea e localizada no centro de rigidez da secção, de modo a que as forças de compressão sejam uniformes em todos os pontos da secção. Na fase de utilização da estrutura, a linha de pré-esforço deverá estar mais próxima da face superior na zona dos apoios e da face inferior a meio vão. Para isso, os cabos de pré-esforço devem ter um formato parabólico ao longo do tabuleiro.

O deslizamento bilateral assemelha-se bastante ao deslizamento unilateral, sendo que a grande diferença é na fase final, em que se faz a ligação do vão central. Nesta fase há uma grande parecença com o método dos avanços sucessivos. A continuidade do pré-esforço, nas juntas de construção, pode ser garantida por intermédio de acopladores ou por sobreposição parcial dos cabos.

A continuidade do pré-esforço, nas juntas de construção, pode ser garantida por intermédio de acopladores ou por sobreposição parcial dos cabos. A utilização dos acopladores diminui as perdas por atrito e evita os comprimentos excessivos devido às sobreposições, sendo contudo dispendiosos e delicada a sua colocação em obra.

Os momentos flectores instalados na base dos pilares podem ser reduzidos se estes forem atirantados durante a fase construtiva ou se os dispositivos forem colocados com uma excentricidade em relação ao eixo do pilar na direcção contrária à qual se processa o desenvolvimento. A rigidez da viga nariz, *Avant-bec*, influencia a distribuição de esforços na estrutura, devendo ser considerada na sua análise e dimensionamento.



Figura 3.2 - Utilização de *Avant-bec* no lançamento incremental

Os dispositivos de escorregamento são colocados debaixo do tabuleiro e deslizam sobre as placas de aço inoxidável que estão fixadas aos apoios. Este escorregamento é possível, pois os dispositivos de escorregamento são constituídos por placas de neoprene revestidas por téflon, diminuindo drasticamente o coeficiente de atrito da superfície do dispositivo. O escorregamento lateral do tabuleiro é evitado através de guias laterais.

O lançamento pode ser feito de forma contínua ou descontínua. No lançamento contínuo, são utilizadas várias placas de escorregamento sobre cada dispositivo. Deste modo, sempre que uma das placas chega ao fim do dispositivo, é substituída por uma nova placa. Desta forma é possível um lançamento contínuo do tabuleiro.

No lançamento descontínuo, é utilizada apenas uma placa de escorregamento no cimo de cada apoio, sendo o tabuleiro empurrado até chegar á outra extremidade do dispositivo de apoio. O que torna este lançamento descontínuo, é o facto de o tabuleiro ter que ser levantado para reposicionar a placa de deslizamento.

O tabuleiro é deslocado segundo o seu eixo longitudinal através de sistemas hidráulicos que o empurram. Os sistemas hidráulicos podem funcionar por tracção, utilizando macacos

hidráulicos e cabos ou barras, ou por aplicação directa, utilizando um dispositivo para empurrar.

O método por tracção é constituído por barras ou cabos fixos ao tabuleiro, que são traccionados por macacos hidráulicos, localizados no encontro para onde o tabuleiro é deslocado.

O método por aplicação directa é constituído por macacos hidráulicos horizontais e verticais. Os macacos verticais têm uma superfície rugosa no topo e uma superfície deslizante na base, de modo a ficarem presos ao tabuleiro e terem a possibilidade de se deslocarem quando os macacos hidráulicos horizontais forem accionados. Quando os macacos horizontais atingem a sua extensão máxima, os macacos verticais são recolhidos e retornam com os horizontais à posição inicial, de modo a ser iniciado um novo ciclo.

3.2.2 Construção de pontes com vigas de lançamento

O método de construção por viga de lançamento passa pela utilização de uma viga autoportante apoiada sobre os apoios provisórios ou definitivos da obra de arte e sobre um tramo de tabuleiro já construído, deslocando-se de tramo em tramo até o tabuleiro estar concluído. Com este método é possível atravessar obstáculos sem a utilização de escoramentos, permitindo que a zona inferior do tabuleiro se mantenha livre.

A viga de lançamento é constituída por uma viga autoportante e uma plataforma que suporta cofragens ou elementos pré-fabricados.

O dispositivo pode ser classificado como viga de lançamento superior ou inferior, conforme a sua posição relativamente à plataforma auxiliar. Estas vigas podem ainda ser de montagem, quando a sua função é apenas suspender e posicionar peças pré-fabricadas.

Este processo torna-se vantajoso em obras com tabuleiro de secção constante, de perfil longitudinal rectilíneo e de curvatura reduzida. A altura da obra é irrelevante a nível económico e de tempo de execução, visto que este processo é independente da altura ao solo.

As principais vantagens deste método são (Ferraz, 2001):

- Rapidez de construção: a construção de um vão demora cerca de uma semana, podendo mesmo ser possível a construção de cada vão em cerca de 5 dias, se forem utilizados elementos pré-fabricados;
- Facilidade de construção do tabuleiro, devido à facilidade de acesso à frente de trabalho, sobretudo no caso de vigas de lançamento inferior;
- Facilidade na sistematização das operações, possibilidade de ajustamentos e adaptações no decorrer da obra;
- Independência do trabalho em relação ao solo, que proporciona a não interrupção dos trabalhos devido a cheias, tráfego, etc.
- Segurança dos operários, pois estes possuem uma superfície relativamente grande para trabalhar.

A principal desvantagem do método é o elevado investimento necessário para aquisição, transporte e operações de montagem e desmontagem da viga de lançamento (Ferraz, 2001).

Todo o processo construtivo tem de ser estudado em conjunto com a geometria da estrutura, de modo a tornar o processo viável. Por norma, a secção do tabuleiro pode ser em vigas T, podendo ser também constituído por vigas em caixão. Caso se utilize a secção em caixão, esta poderá ser pré-fabricada.

A questão do pré-esforço, quando se trata deste processo construtivo, é mais simples comparada com outros processos construtivos, visto que o tabuleiro pode ser visto como uma viga contínua.

O ciclo de construção utilizando vigas de lançamento é constituído pelas seguintes fases:

- Lançamento das vigas e regulação das cofragens;
- Armação de ferro, introdução das bainhas de pré-esforço e betonagem;
- Cura do betão;
- Aplicação do pré-esforço e descofragem.

3.2.2.1 Vigas de lançamento superior

Este é um tipo de viga de lançamento que se encontra acima do tabuleiro. Esta viga apoia no tramo de tabuleiro já completo e no pilar na parte dianteira da viga.

Caso o tabuleiro seja betonado *in-situ*, a cofragem é suspensa na viga utilizando tirantes, colocados de modo a que os esforços sejam mínimos.

A montagem da viga de lançamento é, quando possível, efectuada atrás de um dos encontros, de modo a poder ser lançada assim que estiver montada. Se a área atrás do encontro não for suficiente, o processo de montagem da viga será mais complexo.

As principais vantagens deste tipo de vigas de lançamento são a maior independência da forma de tabuleiro e pilares em relação ao processo construtivo, a possibilidade de executar a viga com a altura óptima e de usar um dispositivo de abastecimento, por exemplo de betão, suspenso da viga, e sendo a plataforma de montagem à cota do fundo do tabuleiro, não há necessidade de efectuar escavações ou aterros (Ferraz, 2001).

A obstrução do plano de trabalho por elementos de suspensão e a necessidade de estes elementos atravessarem o tabuleiro, obrigando à sua desmontagem, aquando do lançamento da viga, são as grandes desvantagens (Ferraz, 2001).



Figura 3.3 - Viga de lançamento superior

3.2.2.2 Vigas de lançamento inferior

Este tipo de viga de lançamento caracteriza-se por se encontrar num plano inferior ao do tabuleiro, sendo bastante apropriada para o suporte da cofragem.

De modo a facilitar o lançamento da viga, existem vigas de lançamento com duas vigas laterais com o comprimento do tramo em construção, com a função de suportar a cofragem, e uma central com o dobro do tramo em construção, que tem a função de lançar o conjunto.

As vantagens deste tipo de vigas são a facilidade de acesso ao plano de trabalho e a inexistência de elementos de suspensão. As desvantagens devem-se às dificuldades no avanço das vigas de lançamento, à necessidade de utilização de dispositivos especiais fixos aos pilares para suporte das vigas, às dificuldades associadas à construção das vigas carlingas, e de realizar obras curvas (Ferraz, 2001).



Figura 3.4 - Viga de lançamento inferior

3.2.2.3 Vigas de lançamento de assemblagem

As vigas de assemblagem servem para apoiar a assemblagem de elementos pré-fabricados ou de aduelas e deve suportar o peso de um tramo completo. Na maior parte dos casos este tipo de viga tem um comprimento superior ao tramo de tabuleiro a construir, podendo no entanto ser inferior.



Figura 3.5 - Viga de lançamento de assemblagem

Deve-se ter em atenção que em pontes ou viadutos atirantados, os métodos de lançamento incremental e viga de lançamento são normalmente condicionados pela utilização de apoios temporários. Isto deve-se ao facto da utilização de grandes vãos neste tipo de estrutura ser

frequente, o que impossibilitaria a construção do tabuleiro através destes métodos, caso não fosse possível a utilização de apoios provisórios.

3.2.3 Construção de pontes por avanços sucessivos

O método de construção por avanços sucessivos tem como ponto de partida os apoios da estrutura. Dos apoios são construídas consolas através da junção de várias aduelas. Cada aduela deve ser capaz de suportar o seu próprio peso e o peso das aduelas a anexar em seguida.

A construção pode ser realizada utilizando aduelas pré-fabricadas ou betonadas *in-situ*, de forma simétrica a partir dos apoios, de modo a que a existência de momentos flectores na mesoestrutura seja reduzida ao mínimo. A solidarização final das aduelas é feita através da aplicação de pré-esforço.

A vantagem mais importante deste processo é a ausência de cimbramentos e escoramento, libertando todo o espaço debaixo da ponte. Este método tem bastante utilidade em obras com pilares altos e atravessando vales largos e profundos, onde o escoramento é oneroso e em obras sobre rios com correntes fortes e variáveis onde o escoramento pode ser perigoso. (Ferraz, 2001).

Devido ao grau de dificuldade inerente a este processo construtivo, uma das principais desvantagens é a grande capacidade técnica exigida ao empreiteiro responsável pela obra. A meticulosidade da operação de avanço da cofragem e o rigor exigido no controlo geométrico da obra são dois bons exemplos da necessidade de um elevado nível de preparação (Ferraz, 2001).

As secções transversais em caixão são as que melhor se adaptam aos esforços provocados pelo processo construtivo. Neste caso, como o banzo inferior do caixão é bastante largo, é

possível resistir com maior facilidade aos momentos negativos provocados pelas consolas. Estas secções têm ainda a vantagem de terem um bom rendimento mecânico, que possibilita a utilização de tensões mais baixas diminuindo assim os efeitos da fluência.



Figura 3.6 - Construção por avanços sucessivos (Viaduto do Corgo)

3.2.3.1 Construção com aduelas betonadas *in situ*

Quando se opta por uma solução de aduelas betonadas *in-situ*, é corrente a utilização de equipamentos móveis que se deslocam na face superior da extremidade das consolas, constituídos por cofragens e por estrutura metálica de suporte. Esta estrutura metálica tem como função, suportar a aduela durante o processo de cura do betão e aplicação do pré-esforço.

A primeira aduela é betonada a partir do apoio, com as cofragens apoiadas no solo ou no próprio pilar. A dimensão da aduela é condicionada pela dimensão dos equipamentos e pelo esquema de montagem.



Figura 3.7 - Construção com aduelas betonadas *in-situ*

3.2.3.2 Construção com aduelas pré-fabricadas

Aduelas pré-fabricadas são cada vez mais utilizadas, devido às melhorias do processo de pré-fabricação e transporte e também devido à redução de custos na mão-de-obra.

Algumas das grandes vantagens da pré-fabricação de aduelas é a velocidade de construção, o controlo mais eficiente das características do betão, aplicação de pré-esforço facilitada, diminuição dos efeitos de retração e fluência do betão e independência das condições climáticas para operações de betonagem (Ferraz, 2001).

O processo de junção das aduelas pode ser feito através de betonagem de uma junta com alguns centímetros de espessura ou utilizando juntas secas com o auxílio de colas à base de resinas époxydas.



Figura 3.8 - Construção com aduelas pré-fabricadas

O método construtivo por avanços sucessivos é, hoje em dia, o método mais utilizado na construção de pontes atirantadas, pois serve com maior economia e eficiência a maior parte das construções atirantadas.

4 Acções Actuantes em Pontes

4.1 Cargas de Tráfego Rodoviário e Pedonal em Pontes (prEN 1991-2, 2002)

As acções de tráfego são as acções mais importantes e preponderantes no dimensionamento de estruturas de pontes. Nesta dissertação são consideradas apenas cargas de tráfego rodoviário e pedonal.

4.1.1 Modelos de carga de tráfego rodoviário

As cargas devido a tráfego rodoviário (automóveis, camiões ou veículos especiais), dão origem a forças horizontais e verticais, estáticas e dinâmicas. Todos estes efeitos são considerados através de modelos de carga regulamentares, definidos no Eurocódigo 1.

Segundo o EC1, a aplicação dos modelos de carga deve obedecer a várias regras, sendo uma delas a divisão das faixas de rodagem em vias imaginárias. O regulamento diz que a largura da faixa de rodagem (w) deve ser medida entre lancis, ou entre os limites interiores dos sistemas de retenção de veículos.

A divisão em vias imaginárias é feita considerando algumas distâncias mínimas regulamentares, que são definidas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Número e largura das vias imaginárias (prEN 1991-2, 2002)

Largura da faixa de rodagem (w)	Número de vias imaginárias (n_l)	Largura de cada via imaginária (w_l)	Largura da área remanescente
$w < 5.4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

NOTA: Por exemplo, para uma largura de uma faixa de rodagem igual a 11 metros, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, e a largura da área remanescente é igual a $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$

Nos casos em que a faixa de rodagem está dividida em duas partes por um separador central permanente, cada parte, incluindo bermas, deve ser separada individualmente em vias imaginárias. Caso o separador seja provisório a faixa de rodagem deve ser dividida como uma só.

A localização e numeração das vias devem ser feitas considerando que os efeitos obtidos devem ser o mais desfavoráveis possível. A via imaginária 1 deve estar localizada no local que produz piores efeitos à estrutura. Na Figura 4.1 é apresentado um exemplo de numeração de uma faixa de rodagem.

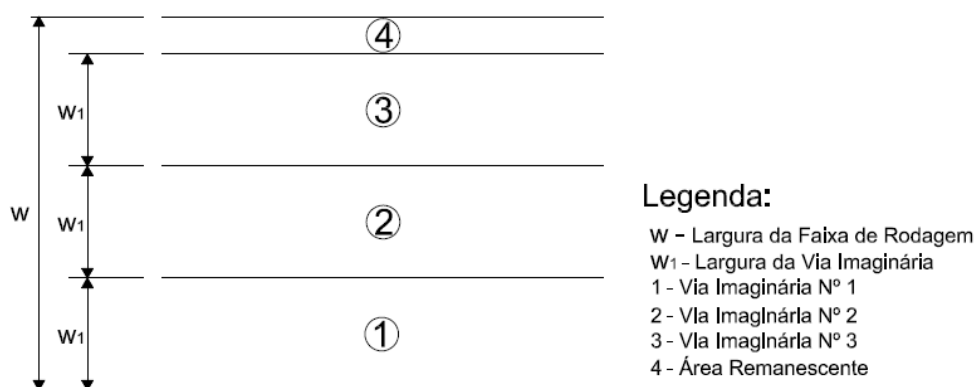


Figura 4.1 - Exemplo de numeração das vias imaginárias (prEN 1991-2, 2002)

Para verificações locais, os modelos de carga, devem ser aplicados numa determinada distância e numa determinada posição longitudinal de modo a que os efeitos sejam os mais adversos possíveis.

4.1.2 Modelos de carga verticais

O Eurocódigo 1 define vários modelos de carga verticais, em que cada um deles representa diversos efeitos. Os modelos de carga considerados são os seguintes:

- Modelo de Carga 1 (LM1)
- Modelo de Carga 2 (LM2)
- Modelo de Carga 3 (LM3)
- Modelo de Carga 4 (LM4)

LM1 consiste num conjunto constituído por duas cargas concentradas e uma carga uniformemente distribuída, representando desta forma, a maior parte dos efeitos provocados por automóveis e camiões. Este modelo pode ser utilizado para verificações locais e globais.

LM2 é uma única carga aplicada em áreas de contacto representativas dos pneus, que abrange os efeitos dinâmicos do tráfego normal.

LM3 consiste numa série de conjuntos de cargas por eixos que representam veículos especiais, que podem circular em estradas onde são permitidas cargas anormais. Este modelo é destinado a verificações globais e locais.

LM4 é um carregamento equivalente a uma multidão, que se destina apenas a verificações globais. Este carregamento equivalente a uma multidão é mais relevante em pontes perto das cidades, se os seus efeitos não forem abrangidos pelo Modelo de Carga 1.

O Eurocódigo 1 define ainda, modelos de carga para a análise da estrutura à fadiga. Estes modelos são importantes no caso de pontes atirantadas, visto que a fadiga se dá essencialmente em elementos metálicos. Desta forma, estes modelos seriam utilizados para uma análise de fadiga dos tirantes. No entanto, a verificação à fadiga dos tirantes pode ser

garantida se estes forem dimensionados para uma tensão igual ou inferior a 45% da tensão de rotura de cada cordão de pré-esforço. Assim sendo, os modelos de carga de fadiga não serão abordados nesta dissertação.

4.1.2.1 Modelo de Carga 1

Tal como foi explicado anteriormente, LM1 é constituído por duas cargas concentradas e uma carga uniformemente distribuída. Este modelo é destinado a cobrir situações de congestionamento ou tráfego com uma grande percentagem de camiões pesados.

As cargas concentradas são designadas como Sistema Paralelo (TS) e representam um eixo duplo. Segundo o regulamento esta carga tem um valor conjunto de Q_k .

É importante referir que o número de Sistemas Paralelos em cada via imaginária não deve exceder a unidade. Esta carga é móvel ao longo de todo o tabuleiro, devendo alterar a sua posição para verificações locais e globais.

As cargas uniformemente distribuídas, designadas pelo regulamento como UDL, têm um valor característico por metro quadrado de q_k . Esta carga deve ser aplicada apenas nas partes desfavoráveis da superfície, longitudinalmente e transversalmente.

O Modelo de Carga 1 deve ser aplicado em cada via imaginária e nas áreas remanescentes.

Os valores característicos de cada carga são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Valores Característicos do Modelo de Carga 1 (prEN 1991-2, 2002)

Localização	Sistema Paralelo	Carga Uniformemente Distribuída
	Cargas por eixo Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m^2)
Via Número 1	300	9
Via Número 2	200	2.5
Via Número 3	100	2.5
Outras Vias	0	2.5
Área Remanescente	0	2.5

Na Figura 4.2 é apresentado um exemplo de aplicação do Modelo de Carga 1.

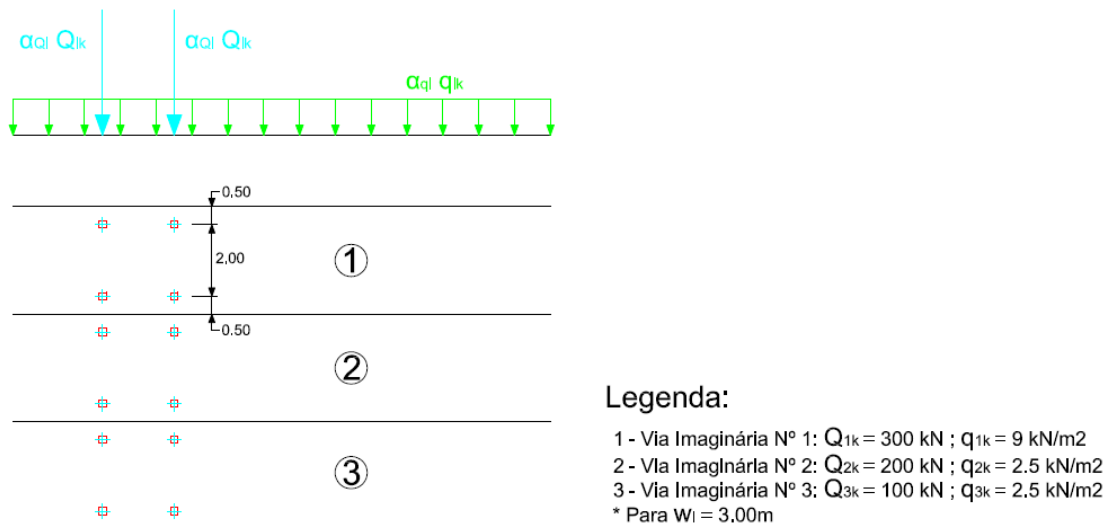


Figura 4.2 - Aplicação do Modelo de Carga 1 (prEN 1991-2, 2002)

Para as verificações locais, o sistema paralelo deve ser aplicado no local mais desfavorável. Quando os sistemas paralelos estão em vias imaginárias adjacentes, podem ser aproximados, com uma distância entre eixos de rodas não inferiores a 0.50 m, tal como é apresentado na Figura 4.3.

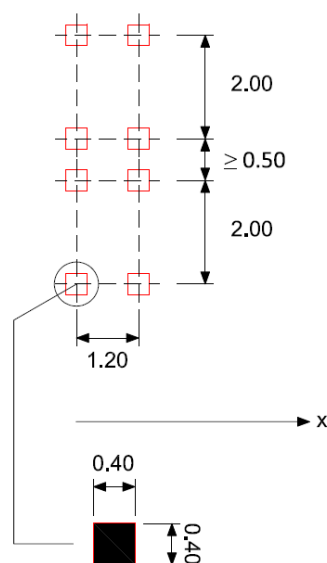


Figura 4.3 - Aplicação do Sistema Paralelo para verificações locais (prEN 1991-2, 2002)

4.1.2.2 Modelo de Carga 2

O Modelo de Carga 2 consiste numa carga segundo um único eixo que, tal como foi dito anteriormente, tem a função de simular efeitos dinâmicos provocados pela passagem de veículos. O seu valor é quantificado por Q_{Qk} que tem um valor característico de 400 kN.

Na aplicação deste modelo, deve-se ter em conta que a superfície de contacto de cada roda deve ter a forma de um rectângulo com lados de 0.35 m e 0.60 m, como especificado na Figura 4.4.

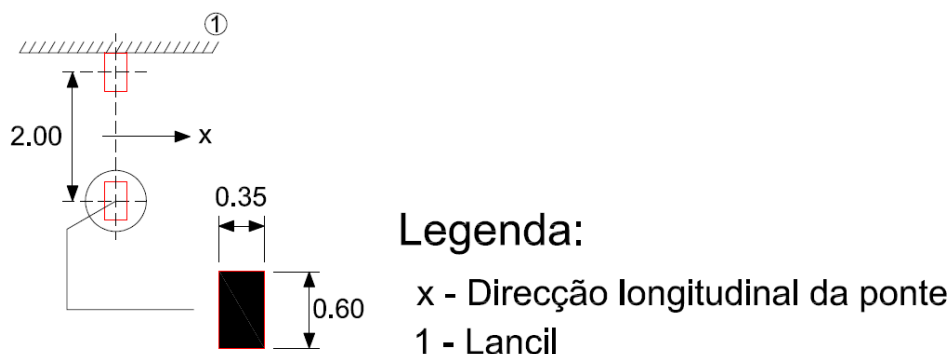


Figura 4.4 - Modelo de Carga 2 (prEN 1991-2, 2002)

As dimensões de contacto nos modelos de carga 1 e 2 são diferentes e correspondem a tipos de pneus, medidas e distribuições de tensões diferentes. As áreas de contacto do modelo de carga 2, correspondem a pneus duplos e são normalmente relevantes em tabuleiros ortotrópicos.

4.1.2.3 Modelo de Carga 3 (Veículos Especiais)

Este modelo de carga deve ser utilizado quando é prevista a passagem de veículos especiais pela estrutura. O seu valor depende do tipo de veículo especial considerado e a sua aplicação é dada por várias linhas de eixo, separadas por um determinado espaçamento, com o valor total igual ao peso do veículo considerado.

O modelo tem vários valores característicos possíveis, dependendo do tipo de veículo especial que carregar a estrutura. Os valores característicos e o número de linhas de eixo são dados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Tipos de veículos especiais (prEN 1991-2, 2002)

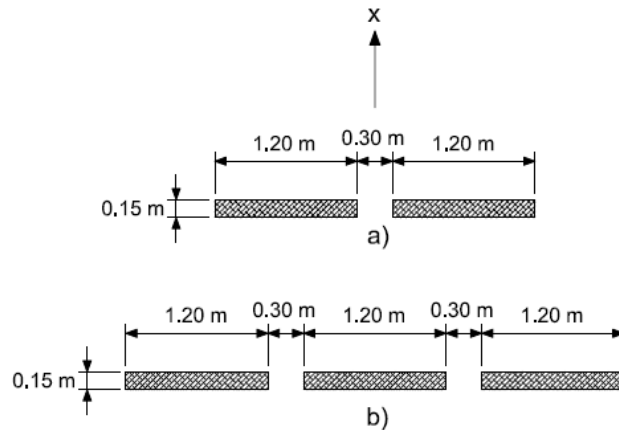
Peso Total	Composição	Relação
600 kN	4 linhas de eixo de 150 kN	600/150
900 kN	6 linhas de eixo de 150 kN	900/150
1200 kN	8 linhas de eixo de 150 kN ou 6 linhas de eixo de 200 kN	1200/150 1200/200
1500 kN	10 linhas de eixo de 150 kN ou 7 linhas de eixo de 200 kN + 1 linha de eixo de 100 kN	1500/150 1500/200
1800 kN	12 linhas de eixo de 150 kN ou 9 linhas de eixo de 200 kN	1800/150 1800/200
2400 kN	12 linhas de eixo de 200 kN ou 10 linhas de eixo de 240 kN ou linhas de eixo de 200 kN (espaçamento de 12 m) + 6 linhas de eixo de 200 kN	2400/200 2400/240 2400/200/200
3000 kN	15 linhas de eixo de 200 kN ou 12 linhas de eixo de 240 kN + 1 linha de eixo de 120 kN ou 8 linhas de eixo de 200 kN (espaçamento de 12 m) + 7 linhas de eixo de 200 kN	3000/200 3000/240 3000/200/200
3600 kN	18 linhas de eixo de 200 kN ou 15 linhas de eixo de 240 kN ou 9 linhas de eixo de 200 kN (espaçamento de 12 m) + 9 linhas de eixo de 200 kN	3600/200 3600/240 3600/200/200

Cada linha de eixo pode ter valores característicos de 150, 200 ou 240 kN, sendo necessário conjugar os seus valores até atingir os efeitos mais desfavoráveis. A conjugação de cada veículo em linhas de eixo é dada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Conjugação de cada veículo em linhas de eixo (prEN 1991-2, 2002)

	Linhas de eixo de 150 kN	Linhas de eixo de 200 kN	Linhas de eixo de 240 kN
600 kN	$n = 4 \times 150$ $e = 1.50 \text{ m}$		
900 kN	$n = 6 \times 150$ $e = 1.50 \text{ m}$		
1200 kN	$n = 8 \times 150$ $e = 1.50 \text{ m}$	$n = 6 \times 200$ $e = 1.50 \text{ m}$	
1500 kN	$n = 10 \times 150$ $e = 1.50 \text{ m}$	$n = 1 \times 100 + 7 \times 200$ $e = 1.50 \text{ m}$	
1800 kN	$n = 12 \times 150$ $e = 1.50 \text{ m}$	$n = 9 \times 200$ $e = 1.50 \text{ m}$	
2400 kN		$n = 12 \times 200$ $e = 1.50 \text{ m}$ $n = 6 \times 200 + 6 \times 200$ $e = 5 \times 1.5 + 12 + 5 \times 1.5$	$N = 10 \times 240$ $e = 1.50 \text{ m}$
3000 kN		$n = 15 \times 200$ $e = 1.50 \text{ m}$ $n = 8 \times 200 + 7 \times 200$ $e = 7 \times 1.5 + 12 + 6 \times 1.5$	$N = 1 \times 120 + 12 \times 240$ $e = 1.50 \text{ m}$
3600 kN		$n = 18 \times 200$ $e = 1.50 \text{ m}$	$N = 15 \times 240$ $e = 1.50 \text{ m}$ $n = 8 \times 240 + 7 \times 240$ $e = 7 \times 1.5 + 12 + 6 \times 1.5$
<p>Nota:</p> <p>n: número de eixos multiplicados pelo peso (kN) de cada eixo em cada grupo</p> <p>e: espaçamento dos eixos (m) dentro e entre cada grupo</p>			

A aplicação das linhas de eixo obedece a regras e espaçamentos, tal como é demonstrado na Figura 4.5.

**Legenda:**

x - Direção do eixo da ponte

a) - Linhas de eixo de 100 a 200 kN

b) - Linhas de eixo de 240 kN

Figura 4.5 - Medidas das linhas de eixo e definição da área de contacto das rodas (prEN 1991-2, 2002)

4.1.2.4 Modelo de Carga 4 (Carregamento equivalente a multidão)

O Modelo de Carga 4 corresponde a um carregamento equivalente a multidão. Este modelo é considerado apenas para situações de carga momentâneas e deve ser representado por uma carga uniformemente distribuída como o valor característico de 5 kN/m^2 .

4.1.3 Valores característicos de cargas horizontais

As cargas horizontais, tais como travagens, acelerações ou forças centrífugas, são também representados por modelos de carga regulamentares. Estes modelos têm como função transmitir os piores efeitos provocados por veículos pesados que circulam na ponte.

4.1.3.1 Forças de travagem e aceleração

As forças de travagem e aceleração são definidas por uma carga com o valor característico de Q_{lk} . Esta deve ser considerada como uma força longitudinal a actuar no fim da faixa de rodagem.

O valor característico de Q_{lk} é limitado a 900 kN para a largura total da ponte e deve ser calculado como uma fracção da totalidade das cargas verticais, correspondente ao Modelo de Carga 1 aplicada na via imaginária 1. Em seguida é demonstrado o cálculo da força:

$$Q_{lk} = 0.6 \times (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad 4.1$$

$$180(kN) \leq Q_{lk} \leq 900(kN) \quad 4.2$$

Em que:

$L \rightarrow$ é o comprimento do tabuleiro ou a parte de tabuleiro a ser considerado.

Esta força deve ser aplicada ao longo do eixo de qualquer via. No entanto, se os efeitos provocados pela excentricidade não forem significantes, a força pode ser considerada como aplicada ao longo do eixo da faixa de rodagem e uniformemente distribuída ao longo do comprimento carregado.

Devem ainda ser consideradas forças laterais provocadas por travagens inclinadas ou derrapagens. O valor característico da força transversal de travagem, Q_{tRk} , é igual a 25% da travagem longitudinal ou força de aceleração Q_{lk} . As duas forças devem ser consideradas em simultâneo no final da faixa de rodagem.

4.1.3.2 Forças centrífugas ou outras forças transversais

A força centrífuga deve ser considerada como uma força transversal, com o valor característico de Q_{tk} , que actua no fim da faixa de rodagem, radialmente para o eixo da faixa de rodagem. O seu valor característico é dado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Valor característico de forças centrífugas (prEN 1991-2, 2002)

$Q_{tk} = 0.2Q_v$ (kN)	Se $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40Q_v/r$ (kN)	Se $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{tk} = 0$	Se $r > 1500$ m

Onde:

r → raio horizontal do eixo da faixa de rodagem.

Q_v → Peso máximo de cargas concentradas verticais do sistema paralelo no Modelo de Carga 1.

$$\Sigma(2Q_{ik}) \quad 4.3$$

A força correspondente ao modelo de carga deve ser assumida como uma carga pontual que actua em qualquer secção transversal do tabuleiro.

4.1.4 Acções para situações de dimensionamento acidentais

Os veículos rodoviários podem gerar acções devido a colisões, a presenças em locais acidentais. Estas acções devem ser consideradas no dimensionamento estrutural, de modo a ser possível criar uma protecção contra estas acções. As situações de acções acidentais são representadas por vários modelos de carga com valores estáticos equivalentes.

Para pontes em que está prevista a utilização de sinais de trânsito que limitem o peso dos veículos que lá circulem, deve ser considerada na combinação de acções acidentais a passagem de um veículo que ultrapasse o peso máximo permitido pela sinalização.

Cargas devido a veículos rodoviários em situações de dimensionamento acidental, devem ser tidas em conta, tais como:

- Colisão de veículos com pilares ou tabuleiros de pontes;
- A presença de veículos pesados em cima de passeios;
- Colisão de veículos com lancis, parapeitos e elementos estruturais.

4.1.4.1 Colisão de veículos na ponte

Forças devido à colisão de veículos rodoviários com pilares ou outros membros da ponte devem ser considerados.

No caso dos pilares são recomendados os valores de força de impacto de 1000 kN para veículos que embatam na direcção de marcha, ou 500 kN na direcção perpendicular à marcha. Estas forças de embate devem ser aplicadas a uma altura do solo até 1.25 metros.

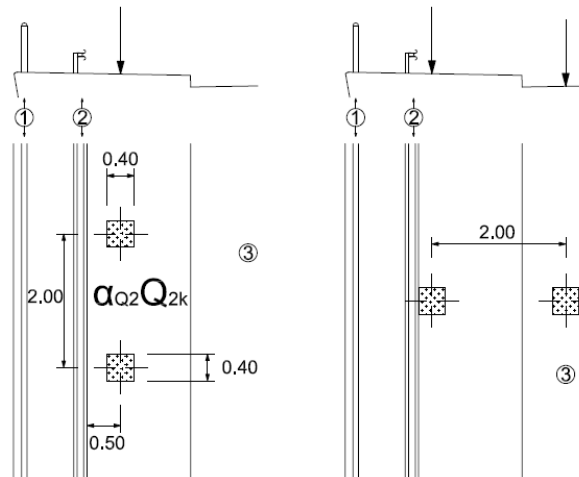
No entanto, as forças de colisão de veículos podem não ser consideradas, caso a estrutura esteja protegida com dispositivos de protecção contra colisões.

No caso das colisões em tabuleiros de pontes e outros elementos estruturais, as forças podem variar muito, dependendo de parâmetros estruturais e não-estruturais e das suas condições de aplicabilidade. A possibilidade de colisão de veículos com uma altura ilegal, deve ser prevista.

4.1.4.2 Acções de veículos em pontes

Uma acção accidental correspondente a uma roda sobre um passeio deve ser considerada se não existir uma barreira com um nível de protecção adequado.

Quando a protecção não existe, deve ser considerada uma carga accidental por eixo correspondente a Q_{2k} . Esta carga deve ser colocada e orientada nas partes desprotegidas do tabuleiro, de modo a ter o efeito mais adverso. Esta carga por eixo não deve ser considerada simultaneamente com outra carga variável no tabuleiro. Uma única roda pode ser considerada se existirem restrições geométricas que impossibilitem a colocação de duas rodas. A Figura 4.6 apresenta um exemplo de possíveis disposições desta acção.

**Legenda:**

- 1 - Parapeito pedestre
- 2 - Barreira de segurança
- 3 - Faixa de rodagem

Figura 4.6 - Exemplos que mostram zonas de passeio e ciclovias com cargas de veículos (prEN 1991-2, 2002)

Deve existir também uma acção regulamentar que represente os efeitos provocados por um embate de um veículo com o lancil do passeio. Esta acção é dada como uma força lateral igual a 100 kN a actuar a uma altura de 0,05 metros abaixo do topo do lancil.

Esta força deve ser considerada actuando numa linha de 0,5 metros de comprimento, e é transmitida pelos lancis aos membros estruturais que os suportam. Em membros estruturais rígidos, é assumido que a carga tem um angulo de dispersão de 45°. Quando é desfavorável, uma carga de trânsito vertical deve actuar simultaneamente com a força de colisão, com um valor igual a $0.75Q_{1k}$. A Figura 4.7 apresenta a forma de actuação da carga de colisão em lancis.

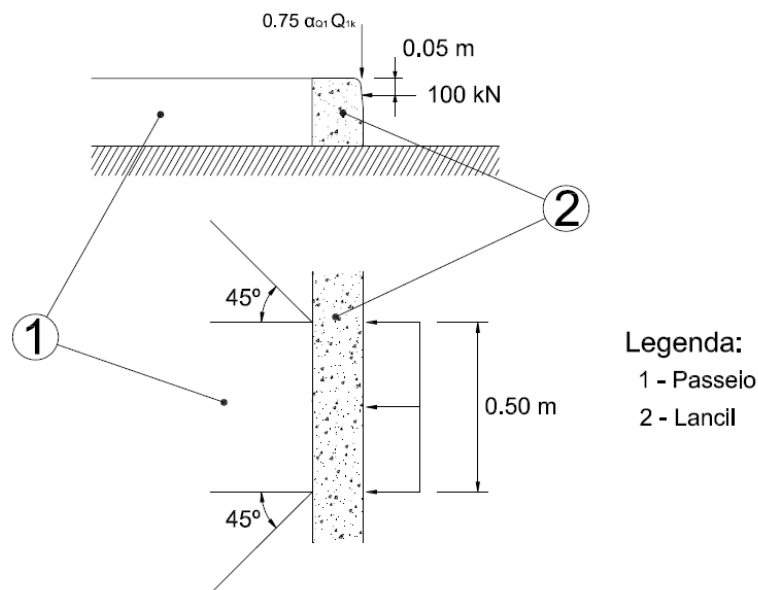


Figura 4.7 - Definição de forças de colisão de veículos em lancis (prEN 1991-2, 2002)

As forças transmitidas pelos sistemas de retenção de veículos à estrutura devem ser igualmente transmitidas à estrutura. Estas forças são representadas por modelos de carga regulamentares, que variam a sua intensidade através de classes. As classes recomendadas para estas forças horizontais são apresentadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Classes recomendadas para forças horizontais transferidas pelos sistemas de retenção de veículos (prEN 1991-2, 2002)

Classes Recomendadas	Forças Horizontais (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

Os valores das forças horizontais dados para as classes A, B, C e D, derivam de medidas retiradas de testes de colisão em sistemas de retenção de veículos.

A aplicação da componente horizontal desta acção é feita considerando que esta actua transversalmente, na altura mais baixa entre 100 mm abaixo do topo do sistema de

retenção de veículos, ou 1,0 metro acima da faixa de rodagem ou passeio, e numa linha de 0,5 metros.

A componente vertical desta acção actua simultaneamente com a componente horizontal e tem um valor igual a $0.75Q_{1k}$.

4.1.5 Acções em parapeitos pedonais

Para o dimensionamento estrutural, as forças que são transferidas para o tabuleiro da ponte pelos parapeitos pedonais devem ser tidos em conta como cargas variáveis, dependendo da classe de carga do parapeito.

Uma carga linear de $1,0 \text{ kN/m}$, actuando como carga variável, horizontalmente ou verticalmente no topo do parapeito, é recomendada como valor mínimo. Para passeios secundários de serviço, é recomenda a carga de $0,8 \text{ kN/m}$.

4.2 Acção do Vento em Pontes (NP EN 1991-1-4, 2010)

4.2.1 Acção do vento em tabuleiros

A acção do vento tem uma grande importância no dimensionamento de pontes atirantadas. Estas têm bastante sensibilidade a acções laterais, pois atingem grandes vãos, suspensos em cabos e são susceptíveis a fenómenos de instabilidade.

As acções do vento em pontes produzem forças nas direcções x, y e z conforme é representado na Figura 4.8, em que:

Direcção x – Direcção paralela à largura do tabuleiro, perpendicular ao tramo;

Direcção y – Direcção ao longo do tramo;

Direcção z – Direcção perpendicular ao tabuleiro.

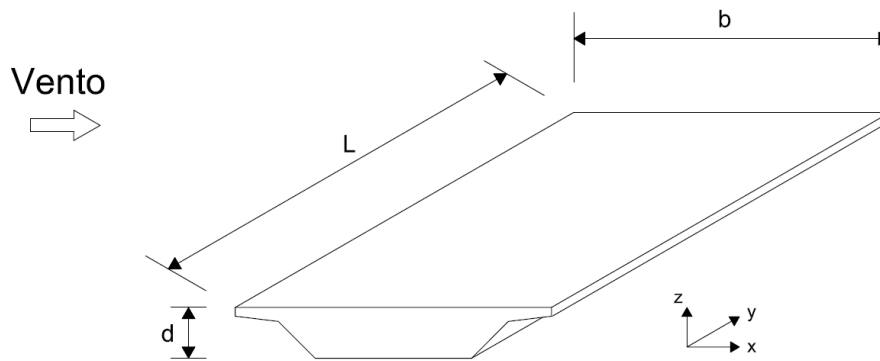


Figura 4.8 - Direções das acções do vento em pontes (NP EN 1991-1-4, 2010)

4.2.2 Escolha do procedimento de cálculo da resposta à acção do vento

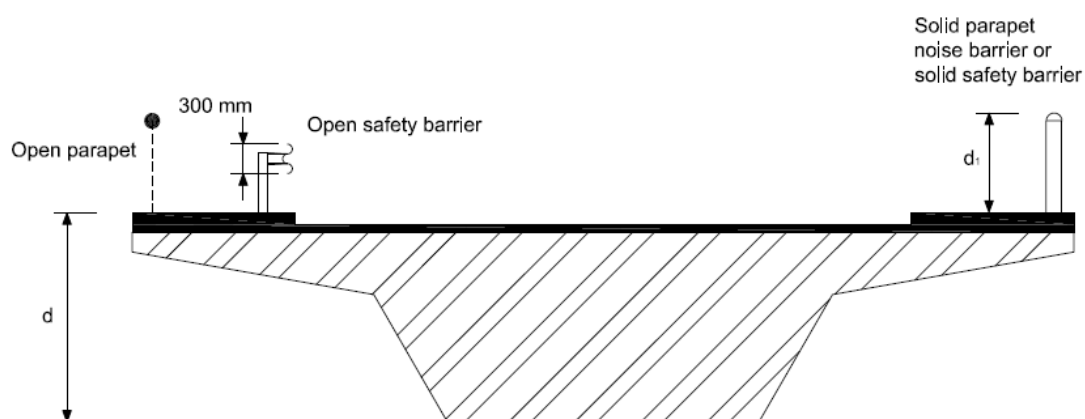
No caso das pontes atirantadas, devem ser feitos ensaios em tuneis de vento com maquetas aeroelásticas que permitam analisar com mais precisão a acção do vento e os fenómenos de instabilidade da estrutura. No entanto será apresentado o procedimento apropriado para o cálculo da acção do vento que é dado pela EN 1991-1-4.

Se não for necessário utilizar um procedimento de cálculo de resposta dinâmica, o coeficiente estrutural, $c_s c_d$, poderá ser considerado igual a 1.0.

Se for necessária a utilização de métodos de análise dinâmica serão necessárias informações, respectivamente, à turbulência longitudinal do vento e ao amortecimento estrutural e aerodinâmico.

4.2.3 Forças na direcção x produzidas pelo vento em tabuleiros de pontes

As forças estáticas totais representativas da acção do vento na direcção x são calculadas admitindo áreas de referência. Estas áreas de referência representam as superfícies de incidência do vento. Para o cálculo da área de referência ser o mais apropriado, a escolha da altura d_{tot} deve ser o mais precisa possível. A Figura 4.9 faz uma explicação do cálculo desta altura de influência.



Legenda:

Open parapet - Guarda-corpo vazado

Open safety barrier - Guarda de segurança vazada

Solid parapet, noise barrier or solid safety barrier - Guarda-corpo não vazado, barreira anti-ruído ou guarda de segurança não vazada

Figura 4.9 – Altura d_{tot} a considerar para $A_{ref,x}$ (NP EN 1991-1-4, 2010)

Tabela 4.7 – Altura d_{tot} a considerar para $A_{ref,x}$ (NP EN 1991-1-4, 2010)

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

No cálculo das áreas de referência, $A_{ref,x}$, para combinações de ações com carga de tráfego deverá considerar-se uma altura de 2 metros a partir do nível da plataforma de rodagem e ao longo do comprimento mais desfavorável, independentemente da posição das cargas verticais no caso das áreas resultantes serem maiores.

Os coeficientes de força para as acções do vento, na direcção x, em tabuleiros de pontes são determinados por:

$$c_{f,x} = c_{fx,0} \quad 4.4$$

Em que:

$c_{fx,0}$ é o coeficiente de força para a situação sem livre escoamento em torno das extremidades.

No tabuleiro duma ponte verifica-se, geralmente, que o escoamento de contorno nas extremidades não é livre, dado que o escoamento é desviado apenas ao longo de dois lados (sobre e sob o tabuleiro).

O valor de $c_{fx,0}$ poderá ser obtido na Figura 34, na qual se apresentam alguns casos típicos para a determinação de $A_{ref,x}$ e de d_{tot} .

Nos casos em que o ângulo de inclinação do vento excede 10° , o coeficiente de arrastamento poderá ser determinado por meio de estudos especiais. Tal ângulo de inclinação poderá ser devido à inclinação do terreno a barlavento.

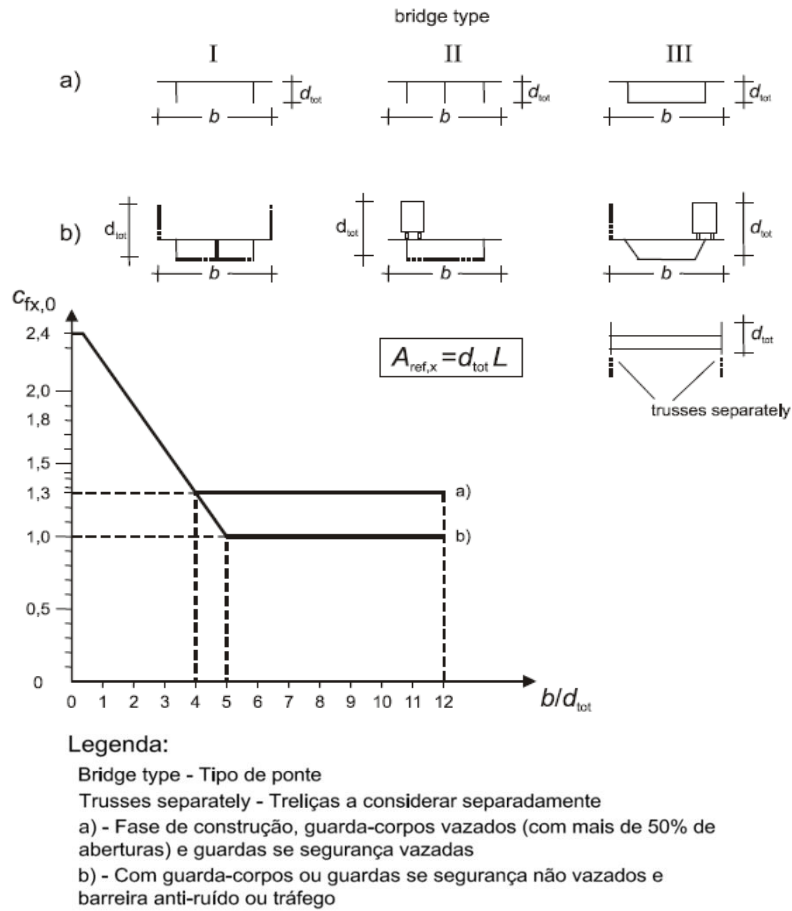


Figura 4.10 - Coeficiente de força $C_{fx,0}$ para tabuleiros de pontes (NP EN 1991-1-4, 2010)

Quando a face exposta ao vento é inclinada em relação à vertical, o coeficiente de arrastamento, $C_{fx,0}$, poderá ser reduzido de 0,5% por grau de inclinação em relação à vertical, α_1 , com uma redução máxima de 30%. Sempre que o tabuleiro tem uma inclinação transversal, $C_{fx,0}$ deverá ser aumentado de 3% por grau de inclinação, com um aumento máximo de 25%.

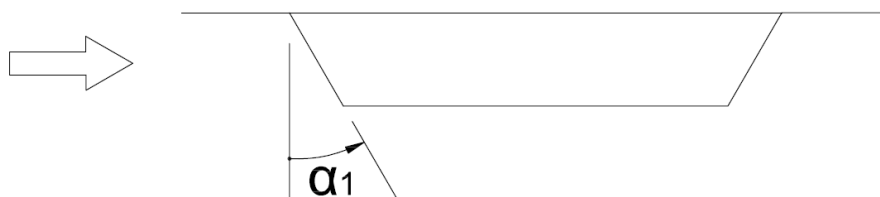


Figura 4.11 - Tabuleiro com face inclinada exposta ao vento (NP EN 1991-1-4, 2010)

Em seguida é possível calcular o valor de referência da velocidade do vento, através da seguinte expressão:

$$v_b = c_{dir} \times c_{SEASON} \times v_{b,0} \quad 4.5$$

Em que:

c_{dir} → Coeficiente de direcção (Valor recomendado: 1)

c_{SEASON} → Coeficiente de sazão (Valor recomendado: 1)

$v_{b,0}$ → Valor básico da velocidade de referência do vento, que pode ser obtido na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Valor básico da velocidade de referência do vento (NP EN 1991-1-4, 2010)

Zona	$v_{b,0}$ (m/s)
A	27
B	30

Sendo:

Zona A → A generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à Zona B;

Zona B → Os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 metros.

A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento, v_b , e deverá ser determinada através da seguinte expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad 4.6$$

Em que:

$c_r(z)$ → Coeficiente de rugosidade;

$c_0(z)$ → Coeficiente de orografia, considerado igual a 1.0.

O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção em resultado:

- Da altura acima do solo;
- Da rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direcção do vento considerada.

O procedimento para a determinação do coeficiente de rugosidade é dado pela seguinte expressão:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad 4.7$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{para} \quad z \leq z_{\min} \quad 4.8$$

Em que:

z_0 → Comprimento de rugosidade, retirado da Tabela 9;

k_r → Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através da seguinte expressão:

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad 4.9$$

Em que:

$z_{0,II}$ → Valor do comprimento de rugosidade para Categoria de terreno II (0.05 m);

z_{\min} → Altura mínima, retirada da Tabela 4.9;

z_{\max} → A ser considerada igual a 200 metros.

Tabela 4.9 – Comprimento de rugosidade e altura mínima para cada categoria de terreno (NP EN 1991-1-4, 2010)

Categoria de Terreno	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I Zona Costeira exposta aos ventos de mar	0.005	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0.05	3
III Zona com cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0.3	8
IV Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1.0	15

O intensidade de turbulência à altura z , $I_v(z)$, é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento.

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad 4.10$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{para} \quad z < z_{\min} \quad 4.11$$

Em que:

k_1 → Coeficiente de turbulência. Valor recomendado é 1.0;

c_0 → Coeficiente de orografia, considerado igual a 1.0.

z_0 → Comprimento de rugosidade.

Deverá ser determinada a pressão dinâmica de pico à altura z , $q_p(z)$, a qual resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento. Este factor pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad 4.12$$

Em que:

ρ → Massa volúmica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso. Valor recomendado igual a 1.25 kg/m³.

As forças exercidas pelo vento sobre o conjunto da construção ou sobre um seu componente deverão ser determinadas através da seguinte expressão:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A_{\text{ref}} \quad 4.13$$

Por soma vectorial abrangendo os elementos de construção individuais, através da seguinte expressão:

$$F_w = c_s c_d \times \sum_{\text{elementos}} c_f \times q_p(z_e) \times A_{\text{ref}} \quad 4.14$$

Em que:

$c_s c_d$ → Coeficiente estrutural;

c_f → Coeficiente de força relativo à construção ou ao elemento de construção;

$q_p(z_e)$ → Pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e ;

A_{ref} → Área de referência da construção ou do elemento de construção.

Nos casos em que o tráfego rodoviário é considerado em simultâneo com o vento, o valor de combinação $\psi_0 F_{wk}$ da acção do vento na ponte e nos veículos deverá ser limitado a um valor F_W^* , o qual é determinado substituindo o valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}^*$. O valor recomendado para $v_{b,0}^*$ é 23 m/s.

4.2.4 Forças na direcção z produzidas pelo vento em tabuleiros de pontes

Deverão ser definidos coeficientes de força $c_{f,z}$ para a acção do vento, na direcção z, em tabuleiros de pontes, tanto no sentido ascendente como no sentido descendente (coeficientes de força de sustentação). Estes coeficientes $c_{f,z}$ não deverão ser utilizados para calcular vibrações verticais dos tabuleiros.

Na ausência de ensaios em túnel de vento, o valor recomendado de $c_{f,z}$ poderá ser considerado igual a ± 0.9 . Este valor tem globalmente em conta a influencia de uma eventual inclinação transversal do tabuleiro, da inclinação do terreno e de flutuações do ângulo de incidência do vento em relação ao tabuleiro, devidas à turbulência.

Como alternativa, $c_{f,z}$ poderá ser obtido da Figura 4.12. Neste caso:

- A altura d_{tot} poderá ser limitada à altura da estrutura do tabuleiro, ignorando o tráfego e qualquer equipamento da ponte;

- Para um terreno plano e horizontal, o ângulo α do vento com a horizontal poderá ser considerado igual a $\pm 5^\circ$ devido à turbulência; o mesmo também é válido para um terreno acidentado caso o tabuleiro da ponte se encontre a pelo menos 30 metros acima do solo.

Esta força só poderá ter efeitos significativos se for da mesma ordem de grandeza que a carga permanente.

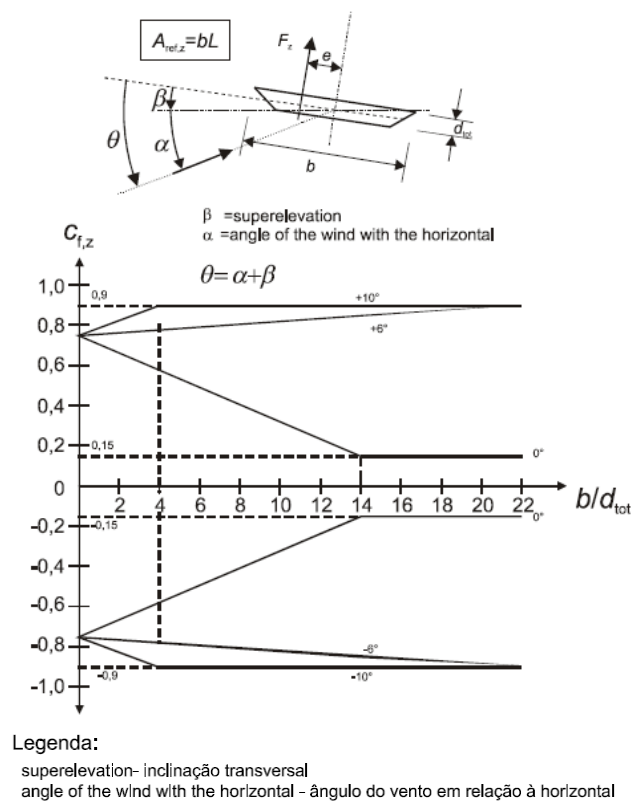


Figura 4.12 - Coeficiente de força $C_{f,z}$ para tabuleiros com inclinação transversal e com um vento inclinado (NP EN 1991-1-4, 2010)

A área de referência $A_{ref,z}$ é igual à área em planta:

$$A_{ref,z} = b \cdot L \quad 4.15$$

A altura de referência é a mesma que para $c_{f,x}$.

Salvo indicação em contrário, a excentricidade da força, na direcção x, poderá ser fixada em $e = b/4$.

4.2.5 Forças na direcção y produzidas pelo vento em tabuleiros de pontes

As forças longitudinais produzidas pelo vento, na direcção y, deverão ser tidas em conta, se necessário. Os valores recomendados são 25% das forças produzidas pelo vento na direcção x, em tabuleiros de alma cheia e 50% em tabuleiros de vigas treliçadas.

4.2.6 Cálculo de coeficientes de força em pilares de pontes

As acções do vento nos tabuleiros de pontes e nos seus pilares de apoio deverão ser calculadas identificando a direcção mais desfavorável do vento sobre o conjunto da estrutura, para o efeito considerado.

Deverão efectuar-se cálculos em separado das acções do vento para as situações de projecto transitórias correspondentes às fases de construção em que não é possível qualquer transmissão ou redistribuição horizontal das acções do vento pelo tabuleiro. Se, durante essas fases, um pilar tiver que suportar segmentos do tabuleiro em consola ou cimbres, deverá considerar-se a possibilidade de assimetria das acções do vento sobre tais elementos. As situações transitórias de execução são geralmente mais críticas do que as situações persistentes para os pilares e para certos tipos de tabuleiros com métodos de execução particulares.

Considera-se que os pilares podem ter secções de várias formas geométricas. As formas consideradas pelo Eurocódigo são a forma rectangular, poligonal regular e circular. Em seguida são apresentados os procedimentos de cálculo para cada tipo de secção.

4.2.6.1 Pilares com secção rectangular

O coeficiente de força c_f para elementos estruturais de secção rectangular, com o vento incidindo perpendicularmente a uma face, deverá ser determinado através da seguinte expressão:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda \quad 4.16$$

Em que:

$c_{f,0}$ → Coeficiente de força para elementos de secção rectangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades. Valores obtidos na Figura 4.13.

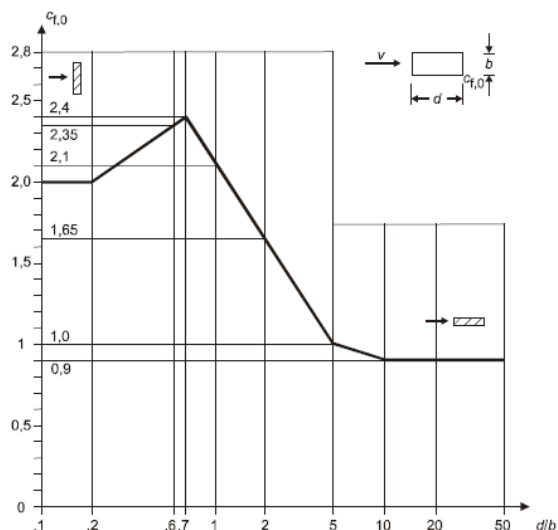


Figura 4.13 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para secções rectangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento (NP EN 1991-1-4, 2010)

ψ_r → Coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados; O valor de ψ_r depende do número de Reynolds. Valores máximos obtidos na Figura 4.14.

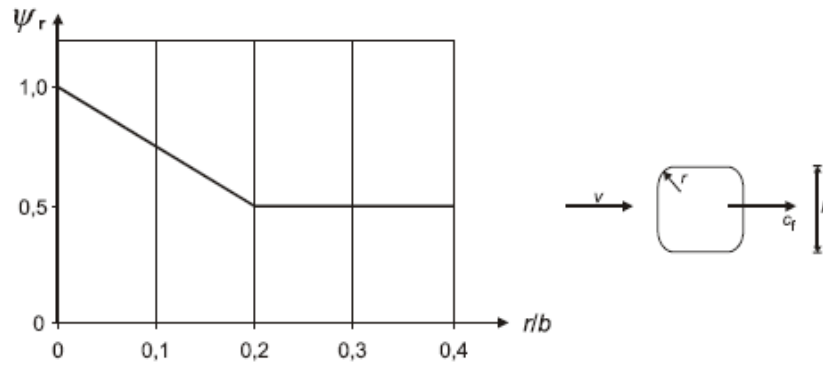


Figura 4.14 - Coeficiente de redução ψ_r para uma secção transversal quadrada com cantos arredondados (NP EN 1991-1-4, 2010)

$\psi_\lambda \rightarrow$ Coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.

A área de referência A_{ref} deverá ser determinada através da seguinte expressão:

$$A_{ref} = l \times b \quad 4.17$$

Em que:

$l \rightarrow$ Comprimento do elemento estrutural considerado.

A altura de referência z_e é igual à altura máxima, acima do solo, da secção considerada.

4.2.6.2 Pilares com secção poligonal regular

O coeficiente de força c_f para elementos estruturais de secção poligonal regular com cinco ou mais lados deverá ser determinado através da seguinte expressão:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad 4.18$$

Em que:

$\psi_\lambda \rightarrow$ Coeficiente de efeitos de extremidade

$c_{f,0} \rightarrow$ Coeficiente de força para elementos estruturais sem livre escoamento em torno das extremidades. Os valores recomendados são dados pela Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para secções poligonais regulares (NP EN 1991-1-4, 2010)

Número de lados	Secções	Condições da superfície e dos cantos	Número de Reynolds Re ^{a)}	$c_{f,0}$
5	Pentágono	Todas	Todos	1.80
6	Hexágono	Todas	Todos	1.60
8	Octógono	Superfície lisa $r/b < 0.075$ ^{b)}	$Re \leq 2.4 \times 10^5$	1.45
			$Re \geq 3 \times 10^5$	1.30
		Superfície lisa $r/b \geq 0.075$ ^{b)}	$Re \leq 2 \times 10^5$	1.30
			$Re \geq 7 \times 10^5$	1.10
10	Decágono	Todas	Todos	1.30
12	Dodecágono	Superfície lisa ^{c)} cantos arredondados	$2 \times 10^5 < Re < 1.2 \times 10^6$	0.90
		Todas as outras condições	$Re < 4 \times 10^5$	1.30
			$Re > 4 \times 10^5$	1.10
16-18	Hexadecágono - Octodécágono	Superfície lisa ^{c)} cantos arredondados	$Re < 2 \times 10^5$	Considerar como um cilindro de base circular
			$2 \times 10^5 \leq Re \leq 1.2 \times 10^6$	0.70

a) Número de Reynolds Re , definido em seguida

b) r = raio de curvatura do canto; b = diâmetro da circunferência circunscrita

c) Valores baseados em ensaios em túnel de vento de modelos seccionais com uma superfície de aço galvanizado e um secção com $b = 0.3 \text{ m}$ e um raio de curvatura dos cantos igual a $0.06 \times b$

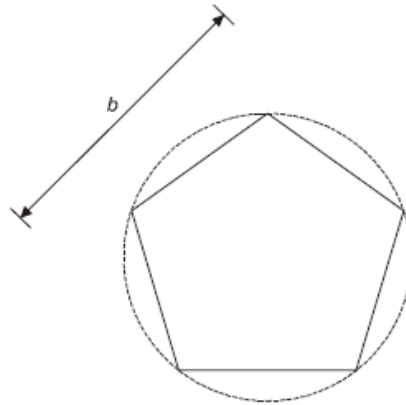


Figura 4.15 - Secção poligonal regular (NP EN 1991-1-4, 2010)

A área de referência A_{ref} deverá ser obtida através da seguinte expressão:

$$A_{ref} = l \times b \tag{4.19}$$

Em que:

l → Comprimento do elemento estrutural considerado;

b → Diâmetro da circunferência circunscrita.

4.2.6.3 Pilares com secção circular

Os coeficientes de pressão das secções dependem do número de Reynolds, Re , que pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$Re = \frac{b \times v(z_e)}{\nu} \quad 4.20$$

Em que:

b → diâmetro;

ν → Viscosidade cinemática do ar ($\nu = 15 \times 10^{-6} m^2/s$);

$v(z_e)$ → Velocidade de pico do vento à altura de referência z_e , sendo:

$$v = \sqrt{\frac{2 \times q_p}{\rho}} \quad 4.21$$

q_p → Pressão dinâmica de pico

O coeficiente de força c_f para um cilindro de base circular de comprimento finito deverá ser obtido através da expressão:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad 4.22$$

Em que:

$c_{f,0}$ → Coeficiente de força para cilindros sem livre escoamento em torno das extremidades.

Valores retirados das Figura 4.16.

ψ_λ → Coeficiente de efeitos de extremidade

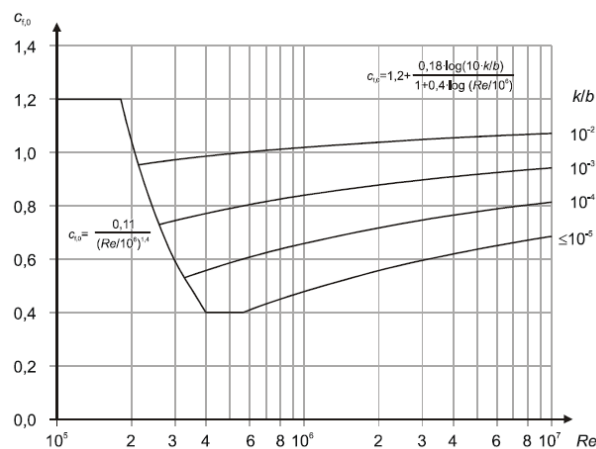


Figura 4.16 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para cilindros de base circular sem livre escoamento em torno das extremidades e para diferentes valores de rugosidade equivalente k/b (NP EN 1991-1-4, 2010)

Para cabos de cordões, $c_{f,0}$ é igual a 1.2 para todos os valores de Reynolds.

Na tabela 4.11 são fornecidos valores da rugosidade superficial equivalente, k .

Tabela 4.11 - Rugosidade superficial equivalente k (NP EN 1991-1-4, 2010)

Tipo de superfície	Rugosidade equivalente k (mm)	Tipo de superfície	Rugosidade equivalente k (mm)
Vidro	0.0015	Betão liso	0.2
Metal polido	0.002	Madeira aplainada	0.5
Revestimento por pintura liso	0.006	Betão rugoso	1.0
Pintura aplicada à pistola	0.02	Madeira serrada, rugosa	2.0
Aço – superfície lisa	0.05	Superfície com ferrugem	2.0
Ferro fundido	0.2	Alvenaria de tijolo	3.0
Aço galvanizado	0.2		

A área de referência A_{ref} deverá ser obtida através da seguinte expressão:

$$A_{ref} = l \times b \quad 4.23$$

Em que:

$l \rightarrow$ Comprimento do elemento estrutural considerado;

4.3 Cálculo de Acções Térmicas em Pontes (NP EN 1991-1-5, 2009)

As variações diárias e sazonais da temperatura do ar à sombra, a radiação reemitida, etc... provocam variações na distribuição da temperatura nos elementos individuais de uma estrutura.

A intensidade dos efeitos térmicos depende das condições climáticas locais, assim como da orientação da estrutura, da sua massa total, dos seus acabamentos (revestimentos por exemplo).

A distribuição da temperatura num dado elemento estrutural poderá ser decomposta em quatro componentes essenciais, tais como:

- Componente de variação uniforme da temperatura, ΔT_u ;
- Componente linear da variação diferencial da temperatura ao longo do eixo z, ΔT_{My} ;
- Componente linear da variação diferencial da temperatura ao longo do eixo y, ΔT_{Mz} ;
- Componente não linear da variação diferencial da temperatura, ΔT_E . Neste caso existe um sistema de tensões auto-equilibradas com esforços resultantes nulos.

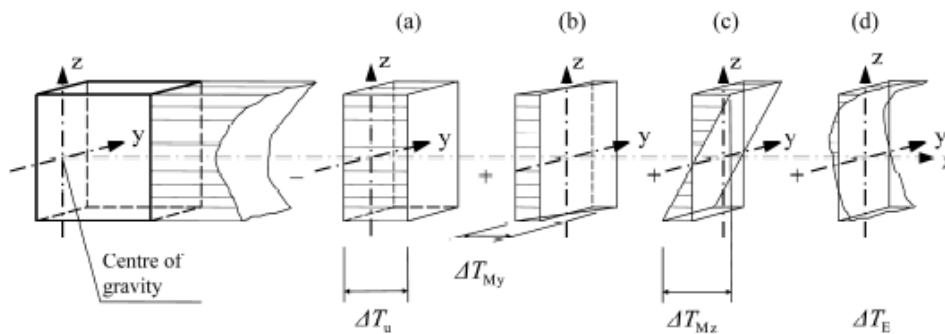


Figura 4.17 - Diagramas das componentes de um perfil de temperatura
(NP EN 1991-1-5, 2009)

Extensões e tensões dependem da geometria e das condições de fronteira do elemento em consideração e das propriedades físicas do material utilizado. No caso dos elementos constituídos por materiais com diferentes coeficientes de dilatação linear, deverá ter-se em consideração os efeitos daqui decorrentes para o cálculo dos esforços.

Para a determinação dos efeitos da acção térmica, deverão utilizar-se os coeficientes de dilatação térmica dos materiais.

4.3.1 Variação de temperatura em tabuleiros de pontes

4.3.1.1 Tipos de tabuleiros

Segundo o Eurocódigo 1, os tipos de tabuleiro estão divididos em três tipos, sendo o Tipo 1 correspondente a tabuleiros de aço, o Tipo 2 correspondente a tabuleiros mistos de aço e betão e o Tipo 3 correspondente a tabuleiros de betão.

4.3.1.2 Variação Uniforme de Temperatura

A componente da variação uniforme da temperatura depende da temperatura mínima e máxima que uma ponte pode atingir. Daí resulta uma gama de amplitudes das variações uniformes de temperatura, que induz numa estrutura isostática uma variação de comprimento dos seus elementos.

Sempre que for relevante, os seguintes efeitos deverão ser considerados:

- Restrição de dilatação ou de contracção, devido ao tipo de construção;
- Atrito em apoios de rolos ou deslizantes;
- Efeitos geometricamente não lineares (efeitos de segunda ordem).

A temperatura mínima do ar à sombra (T_{\min}) e a temperatura máxima do ar à sombra (T_{\max}) do local, devem ser determinadas a partir de isotérmicas.

Os valores de T_{\min} e T_{\max} são relativos ao Inverno e Verão, respectivamente, e variam com a localização. Na Figura 4.18 são apresentadas as isotérmicas para a situação de Verão e Inverno.

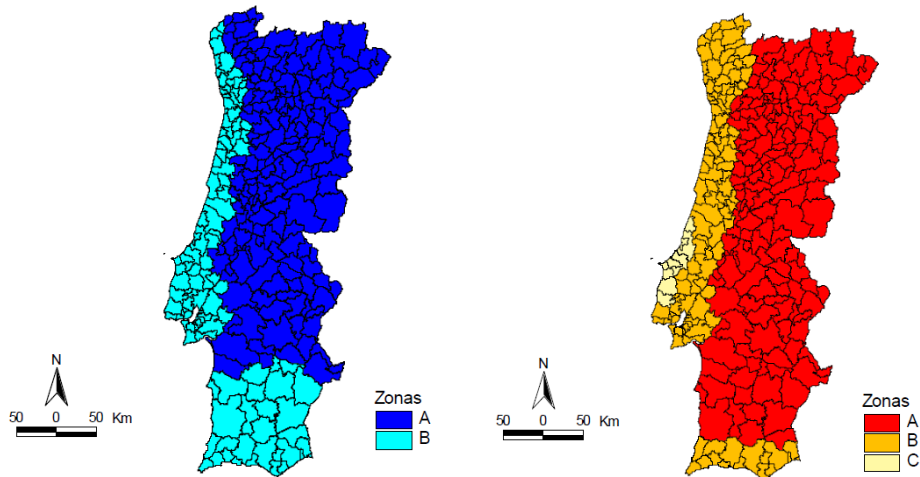


Figura 4.18 - Zoneamento térmico para condições de Inverno (à esquerda) e Verão (à direita)
(NP EN 1991-1-5, 2009)

Na situação de Inverno os arquipélagos dos Açores e da Madeira são designados por zona C.

Na situação de Verão o arquipélago da Madeira é designado por zona B, e o arquipélago dos Açores por zona C.

Tabela 4.12 - Valores de T_{min} e T_{max} para as várias zonas do nosso país (NP EN 1991-1-5, 2009)

Zona	T_{min} (Inverno)	T_{max} (Verão)
A	$-5^{\circ}C$	$45^{\circ}C$
B	$0^{\circ}C$	$40^{\circ}C$
C	$5^{\circ}C$	$35^{\circ}C$

Nota 1: Na situação de Inverno, aos valores de T_{min} deve-se subtrair $0.5^{\circ}C$ por cada 100 metros de altitude.
Nota 2: Na situação de Verão, aos valores de T_{max} deve-se subtrair $1^{\circ}C$ por cada 100 metros de altitude.

Deverão ser determinadas as componentes das variações uniformes de temperatura mínima e máxima das pontes, $T_{e,min}$ e $T_{e,max}$. Os valores destas componentes são dados em seguida:

- Estruturas Tipo 1 (aço):

$$T_{e,max} = T_{max} + 15^{\circ}C \quad 4.24$$

$$T_{e,min} = T_{min} - 10^{\circ}C \quad 4.25$$

- Estruturas Tipo 2 (mistas de aço e betão):

$$T_{e,max} = T_{max} + 3^{\circ}C \quad 4.26$$

$$T_{e,min} = T_{min} - 3^{\circ}C \quad 4.27$$

- Estruturas Tipo 3 (betão):

$$T_{e,max} = T_{max} \quad 4.28$$

$$T_{e,min} = T_{min} \quad 4.29$$

Os valores das componentes das variações uniformes de temperatura mínima e máxima em pontes, a utilizar no cálculo das forças de fixação, devem ser determinados a partir das temperaturas mínimas (T_{min}) e máximas (T_{max}) do ar à sombra.

Sendo o valor estimado da temperatura inicial da ponte, T_0 , igual a $15^{\circ}C$, é possível calcular a contracção e a dilatação máximos, correspondentes às variações mínimas e máximas, respectivamente, da temperatura.

Desta forma o valor característico da amplitude de contracção máxima da componente da variação uniforme de temperatura da ponte, $\Delta T_{N,con}$, é dado pela seguinte expressão:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad 4.30$$

e o valor característico da amplitude de dilatação máxima da componente da variação uniforme de temperatura da ponte, $\Delta T_{N,exp}$, é dado pela seguinte expressão:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad 4.31$$

A amplitude total da componente da variação uniforme de temperatura da ponte é dada pela seguinte expressão:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} \quad 4.32$$

4.3.2 Variação Diferencial de Temperatura

Durante um determinado intervalo de tempo e relativamente à variação diferencial de temperatura, o aquecimento e o arrefecimento da superfície superior do tabuleiro, provocam, respectivamente, valores máximos positivos (face superior mais quente) e valores máximos negativos (face inferior mais quente) dessa variação diferencial.

4.3.2.1 Componente linear vertical

O efeito das variações diferenciais de temperatura na direcção vertical deverá ser considerado utilizando uma componente linear equivalente da variação diferencial de temperatura para $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$. Os valores destas variações são apresentados em seguida:

- Estruturas Tipo 1 (aço):

$$\Delta T_{M,heat} = 18^\circ C \quad 4.33$$

$$\Delta T_{M,cool} = 12^\circ C \quad 4.34$$

- Estruturas Tipo 2 (mistas de aço e betão):

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ C \quad 4.35$$

$$\Delta T_{M,cool} = 15^\circ C \quad 4.36$$

- Estruturas Tipo 3 (betão):

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ C \quad 4.37$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5^\circ C \quad 4.38$$

Estes valores deverão ser considerados entre as faces superior e inferior do tabuleiro da ponte

4.3.2.2 Componentes da variação diferencial de temperatura nas paredes de vigas em caixão de betão

Deverá ser dada particular atenção no projecto de grandes pontes com vigas em caixão de betão, nas quais podem ocorrer diferenças de temperatura significativas entre as faces interior e exterior dessas almas.

Segundo o Anexo Nacional, nos casos em que a laje central se prolonga em consolas, a diferença de temperatura é de 5°C e nas restantes é de 10°C .

4.3.3 Simultaneidade das componentes de variação uniforme e diferencial de temperatura

Se for necessário considerar em simultâneo a variação diferencial de temperatura com a amplitude máxima da componente da variação uniforme da temperatura, poderão utilizar-se as seguintes expressões:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (ou } \Delta T_{M,cool}) + w_N \times \Delta T_{N,exp} \text{ (ou } \Delta T_{N,con}) \quad 4.39$$

ou

$$w_M \times \Delta T_{M,heat} \text{ (ou } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (ou } \Delta T_{N,con}) \quad 4.40$$

Em que:

w_N → Factor de variação uniforme;

w_M → Factor de variação diferencial.

Deve ser escolhida a expressão que traduz os efeitos mais desfavoráveis.

Segundo o Anexo Nacional os valores dos factores de variação uniforme e diferencial são os seguintes:

$$w_N = 0.8 \quad 4.41$$

$$w_M = 0.8 \quad 4.42$$

As combinações são feitas consoante se trate de uma situação de Verão ou Inverno. Sendo que:

- Para as condições de Verão as combinações são as seguintes:

$$\Delta T_{M,heat} + w_N \times \Delta T_{N,exp} \quad 4.43$$

$$w_M \times \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} \quad 4.44$$

- Para as condições de Inverno as combinações são as seguintes

$$\Delta T_{M,cool} + w_N \times \Delta T_{N,con} \quad 4.45$$

$$w_M \times \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} \quad 4.46$$

4.3.4 Elementos estruturais com diferentes componentes da variação uniforme de temperatura

No caso de pontes atirantadas, as variações uniformes de temperatura são diferentes nos vários tipos de elementos, podendo provocar efeitos desfavoráveis.

Os valores recomendados para as diferenças entre as componentes da variação uniforme de temperatura, são os seguintes:

- Entre tirantes: 15°C;
- Entre tirantes e tabuleiro: 10°C para cor clara e 20°C para cor escura;

Os efeitos deverão ser somados aos efeitos que resultam da componente da variação uniforme de temperatura em todos os elementos.

4.3.5 Variação de temperatura em Pilares de pontes

Devem ser considerados no projecto as variações diferenciais de temperatura entre as faces exteriores opostas de pilares de pontes, vazados ou maciços.

A acção da temperatura nos pilares deverá, em geral, ser considerada quando possa induzir forças de coacção ou deslocamentos nas estruturas adjacentes.

Para pilares de betão (vazados ou maciços), deverão ser consideradas as variações diferenciais lineares de temperatura entre faces exteriores opostas. O valor recomendado é de 5°C.

Para paredes de pilares com secção vazada, deverão ser consideradas variações diferenciais lineares de temperatura entre faces exteriores opostas, sendo o valor recomendado, segundo o Anexo Nacional, 10°C.

4.3.6 Cálculo de tensões e extensões devido a diferenças de temperatura

A alteração do comprimento do elemento provocada pela diferença de temperatura é dada pela seguinte expressão:

$$\Delta l = l \times \Delta T \times \alpha_T \quad 4.47$$

Em que:

l → Comprimento do elemento (m);

ΔT → Diferença de temperatura no elemento (°C);

α_T → Coeficiente de dilatação térmica linear do material.

A tensão do elemento é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad 4.48$$

Em que:

$E \rightarrow$ Módulo de Elasticidade do material (KPa);

$\varepsilon \rightarrow$ Extensão do elemento.

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad 4.49$$

Os valores do coeficiente de dilatação térmica são apresentados na Tabela 4.13:

Tabela 4.13 - Valores do coeficiente de dilatação térmica α_T (NP EN 1991-1-5, 2009)

Material	$\alpha_T (\times 10^{-6}/^{\circ}C)$
Aço inoxidável	16
Aço de construção, ferro forjado ou fundido	12
Betão, excepto de inertes leves	10
Betão de inertes leves	7
Nota: Em estruturas mistas, o coeficiente de dilatação térmica dos elementos metálicos pode ser considerado igual a $10 \times 10^{-6}/^{\circ}C$.	

4.4 Cálculo da Pressão Actuante da Água nos Pilares (NBR 7187, 2003)

O cálculo da pressão da água em movimento sobre os pilares e elementos das fundações pode ser efectuado através da seguinte expressão:

$$\rho = k \times v_a^2 \quad 4.50$$

Em que:

$v_a \rightarrow$ é a velocidade da água (m/s);

$k \rightarrow$ é um coeficiente dimensional, cujo valor é 0.34 para elementos com secção transversal circular. Para elementos com secção transversal rectangular, o valor de k é dado em função do ângulo de incidência do movimento das águas em relação ao plano da face elemento, conforme a tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Valores de k em função do ângulo de incidência (NBR 7187, 2003)

Ângulo de incidência	k
90°	0.71
45°	0.54
0°	0

Nota 1: Para situações intermédias, o valor de k deve ser obtido por interpolação linear.
 Nota 2: A pressão ρ deve ser considerada sobre uma área igual à da projecção do elemento em um plano perpendicular à direcção do movimento da água.

4.5 Cálculo da Acção Sísmica

4.5.1 Definição de acção Sísmica

A complexidade do modelo seleccionado para descrever a acção sísmica deve ser apropriada ao movimento sísmico a ser descrito e à importância da estrutura.

Nesta dissertação só vai ser considerado o sismo, para a quantificação da acção sísmica.

Mas para certos casos é necessário ter em conta que um sismo pode provocar deslocamentos permanentes que podem afectar severamente a estrutura no futuro.

4.5.2 Aplicação das componentes da acção

No geral, apenas as três componentes de translação da acção sísmica necessitam de ser consideradas. Quando o método do espectro de resposta é escolhido, a ponte deve ser analisada separadamente para as componentes longitudinais, transversais e verticais da acção sísmica. Neste caso a acção sísmica é representada por três acções com uma só componente, em cada direcção.

No caso de Portugal existem dois tipos de acção sísmica. Uma acção sísmica afastada (Tipo 1), que afecta Portugal Continental e o Arquipélago da Madeira, e uma acção sísmica próxima (Tipo 2), que afecta Portugal Continental e o Arquipélago dos Açores.

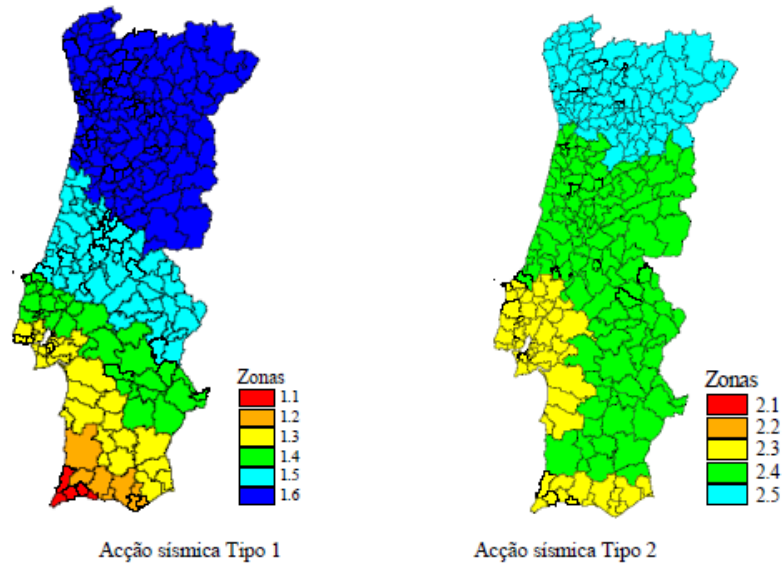


Figura 4.19 - Zoneamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1- 2010)



Figura 4.20 - Zoneamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Acção sísmica Tipo 1) (NP EN 1998-1- 2010)

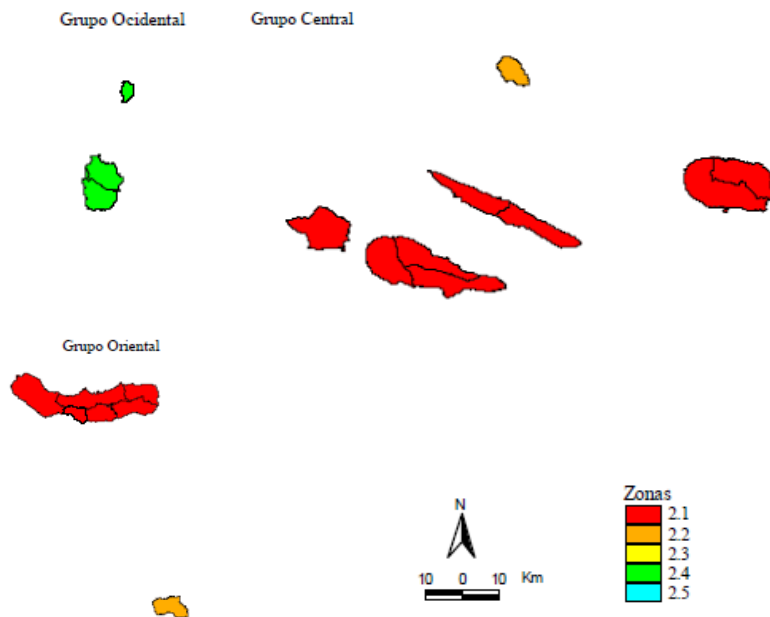


Figura 4.21 - Zoneamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Acção sísmica Tipo 2) (NP EN 1998-1- 2010)

É essencial a classificação do tipo de terreno em que a estrutura está fundada. De modo a ser possível classificar os solos de uma forma mais exacta, devem ser feitos ensaios geotécnicos.

O terreno deve ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, se disponível. Caso contrário deverá utilizar-se o valor de N_{SPT} .

A velocidade média das ondas de corte pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad 4.51$$

Em que:

$h_i \rightarrow$ Espessura (m);

$v_i \rightarrow$ Velocidade das ondas de corte.

Tabela 4.15 - Tipos de Terreno (NP EN 1998-1- 2010)

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, se seixo ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média, ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre o estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			

É também considerado um coeficiente de importância (γ_1) que afecta a acção sísmica. Este coeficiente varia com as classes de importância de cada edifício:

- γ_1 mais elevados (2,1 ; 1,6 ou 1,4), para edifícios fundamentais para socorro pós-sismo
- γ_1 mais reduzidos (0,8 ou 0,6), para edifícios de importância reduzida
- $\gamma_1 = 1$ para edifícios correntes

No caso das pontes os coeficientes de importância a considerar devem ser os mais elevados, visto que, no caso de ocorrer um sismo, estas devem ser capazes de manter as suas funções.

4.5.2.1 Espectro de resposta elástica horizontal

O movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, designado por Espectro de Resposta Elástica.

A forma do espectro de resposta elástica é considerada igual para o requisito de não ocorrência de colapso (estado limite último – acção sísmica de cálculo) e para o requisito de limitação de danos.

A acção sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais consideradas independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta.

O espectro de resposta elástica, $S_e(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2.5 - 1) \right] \quad 4.52$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \quad 4.53$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad 4.54$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right) \quad 4.55$$

Em que:

$S_e(T)$ → Espectro de resposta elástica;

T → Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g → Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno Tipo A.

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gR} \quad 4.56$$

T_B → Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C → Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D → Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S → Coeficiente de solo;

η → Coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento da estrutura. Para estruturas com amortecimentos diferentes de 5% o valor de η , pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad 4.57$$

ξ → Coeficiente de amortecimento da estrutura.

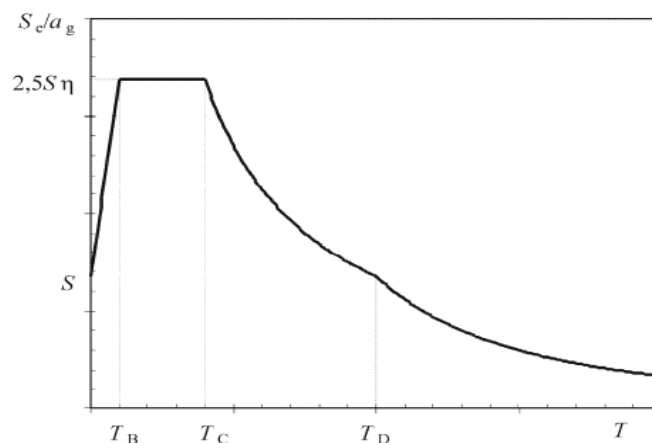


Figura 4.22 - Forma do espectro de resposta elástica (NP EN 1998-1- 2010)

a_{gR} → Aceleração máxima de referência. Valores retirados da Tabela 4.17.

Tabela 4.16 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas (NP EN 1998-1- 2010)

Acção sísmica Tipo 1 (afastada)		Acção sísmica Tipo 2 (próxima)	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	1.1	2,5
1.2	2.0	1.2	2.0
1.3	1,5	1.3	1,7
1.4	1.0	1.4	1,1
1.5	0,6	1.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Os parâmetros S , T_B , T_C e T_D dependem do tipo de acção sísmica e do tipo de terreno em que a estrutura está apoiada.

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

$$a_g \leq 1 m/s^2 \quad S = S_{max} \quad 4.58$$

$$1 m/s^2 < a_g < 4 m/s^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3}(a_g - 1) \quad 4.59$$

$$a_g \geq 4 m/s^2 \quad S = 1.0 \quad 4.60$$

Em que:

a_g → Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do Tipo A;

S_{max} → Parâmetro cujo valor é indicado nos quadros seguintes:

Tabela 4.17 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectro de resposta elástica de tipo I (NP EN 1998-1- 2010)

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,6	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 4.18 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectro de resposta elástica de tipo II (NP EN 1998-1- 2010)

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

4.5.2.2 Espectro de resposta elástica vertical

O espectro de resposta elástica, $S_{ve}(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 3.0 - 1) \right] \quad 4.61$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3.0 \quad 4.62$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3.0 \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad 4.63$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3.0 \times \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right) \quad 4.64$$

Tabela 4.19 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica verticais (NP EN 1998-1- 2010)

Espectro	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0.75	0.05	0.25	1.0
Tipo 2	0.95	0.05	0.15	1.0

4.5.2.3 Espectro de cálculo para a análise elástica

Devido à não linearidade do comportamento da estrutura, que aumenta significativamente a sua resistência a forças sísmicas, é possível calcular a estrutura para resistir a acções sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear.

De modo a ser possível evitar uma análise estrutural não elástica explícita, a capacidade de dissipação da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos, é tida em conta, efectuando-se uma análise elástica baseada num espectro reduzido em relação ao de resposta elástica. Este espectro é designado como Espectro de Cálculo.

Para as componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de cálculo é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 4.65$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad 4.66$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad 4.67$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right) \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad 4.68$$

Em que:

$S_d \rightarrow$ Espectro de cálculo

$q \rightarrow$ Coeficiente de comportamento

$\beta \rightarrow$ Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. Valor recomendado: 0.2.

Para a componente vertical da acção sísmica, o espectro de cálculo é obtido pelas expressões anteriores, sendo que a_g é substituída por a_{vg} e S toma o valor de um (1). O coeficiente de comportamento, q , para todos os materiais e sistemas estruturais deve ser no máximo igual a 1.5.

4.6 Combinação de acções

De modo a garantir o bom funcionamento e a segurança da estrutura, devem ser feitas as combinações de acções necessárias. Desta forma, devem ser feitas combinações de estado limite de serviço (ELS) e de estado limite último (ELU).

4.6.1 Estado Limite de Serviço (ELS)

As combinações relativas a este estado têm como função garantir o bom funcionamento da estrutura, ao longo da sua vida útil, para as acções a que vai estar sujeita.

Na prática este tipo de análise permite obter valores de deslocamentos e tensões que permitem garantir que a estrutura se mantém sem problemas, como por exemplo na verificação da deformação.

De modo a cobrir todos os efeitos e situações, que ocorrem durante a vida útil da estrutura, são necessárias várias combinações. Estas combinações são enunciadas em seguida:

- Combinação rara;
- Combinação frequente;
- Combinação quase-permanente.

4.6.1.1 Combinação Rara

Esta combinação tem uma probabilidade muito baixa de actuar na estrutura durante toda a vida útil da mesma. Nesta combinação é feito o somatório de todas as cargas permanentes, variáveis principais e de pré-esforço com valor característico, com o somatório das restantes cargas variáveis afectadas pelo factor redutor: ψ_0 . A combinação é apresentada em seguida:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_0 \times Q_{k,i} \quad 4.69$$

4.6.1.2 Combinação Frequente

Esta combinação é referente a situações que se repetem muitas vezes ao longo da vida útil da estrutura. O seu cálculo é idêntico ao das combinações raras, existindo apenas algumas diferenças, na redução da carga variável principal pelo factor ψ_1 , e as restantes cargas variáveis com o factor ψ_2 . A combinação é apresentada em seguida:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad 4.70$$

4.6.1.3 Combinação Quase-permanente

Esta combinação é referente às acções que actuam durante grande parte da vida útil da estrutura. Nesta combinação é feito o somatório das cargas permanentes e do pré-esforço, com o valor característico, com o somatório de todas as cargas variáveis reduzidos de ψ_2 . A combinação é apresentada em seguida:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad 4.71$$

Os valores dos factores de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , para cargas de pontes rodoviárias, são apresentados na tabela 4.20.

Tabela 4.20 - Factores de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 (EN 1990 – Draft prAnnex A2, 2001)

Acção	Símbolo	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Cargas de Tráfego	gr1a (LM1)	Sist. Paralelo Carg. Unif. Dist.	0.75 0.40	0.75 0.40	0 0
	gr1b (LM2)		0	0.75	0
	gr2 (Forças horizontais)		0	0	0
	gr3 (Cargas pedestres)		0	0	0
	gr4 (LM4)		0	0.75	0
	gr5 (LM3)		0	0	0
Força do Vento	F_W		0.6	0.2	0
	F_W^*		1.0	-	-
Acções Térmicas	T		0.6	0.6	0.5

4.6.2 Estado Limite Último (ELU)

As combinações relativas a este estado têm como função garantir a segurança da estrutura a várias combinações que poderão actuar na estrutura.

Este estado pode ser dividido em duas grandes categorias, que são enunciadas em seguida:

- Combinações de equilíbrio estático (EQU);
- Combinações de projecto e dimensionamento de membros estruturais (STR).

4.6.2.1 Combinações de Equilíbrio Estático

A combinação EQU tem como função garantir que não há a possibilidade da estrutura perder o seu equilíbrio estático. Esta combinação é constituída pelo somatório de todas as cargas permanentes, pré-esforço e cargas variáveis principais e secundárias, devidamente majoradas pelos respectivos factores de majoração γ_G , γ_P e γ_Q . As cargas variáveis secundárias são reduzidas pelo factor ψ_0 .

A combinação é apresentada em seguida:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,i} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad 4.72$$

Os valores de γ_G , γ_P e γ_Q , serão apresentados na Tabela 4.21.

Tabela 4.21 - Factores de majoração γ_G , γ_P e γ_Q , para combinações QUE (EN 1990 – Draft prAnnex A2, 2001)

Factor de majoração	Acção favorável	Acção desfavorável
γ_G	0.95	1.05
γ_P	1.00	1.30
γ_Q^*	0	1.35
	0	1.50

*Nota: Os valores de γ_Q não variam conforme a acção é favorável ou desfavorável, visto que quando a acção é desfavorável, esta não é considerada. O seu valor varia entre 1.35 e 1.50, se se tratar de uma acção provocada pela sobrecarga de utilização, ou de uma origem distinta, respectivamente.

4.6.2.2 Combinações de Projecto e Dimensionamento de Membros Estruturais (STR)

A combinação STR tem como função fornecer os esforços mais gravosos para o dimensionamento dos elementos estruturais. Esta combinação é constituída pelo somatório de todas as cargas permanentes, pré-esforço e cargas variáveis principais e secundárias, devidamente majoradas, pelos respectivos factores de majoração γ_G , γ_P e γ_Q . As cargas variáveis secundárias são reduzidas pelo factor ψ_0 .

A combinação é apresentada em seguida:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,i} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad 4.73$$

Os valores de γ_G , γ_P e γ_Q , serão apresentados na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 - Factores de majoração γ_G , γ_P e γ_Q , para combinações QUE (EN 1990 – Draft prAnnex A2, 2001)

Factor de majoração	Acção favorável	Acção desfavorável
γ_G	1.00	1.35
γ_P	1.00	1.30
γ_Q^*	0	1.35
	0	1.50

*Nota: Os valores de γ_Q não variam conforme a acção é favorável ou desfavorável, visto que quando a acção é desfavorável, esta não é considerada. O seu valor varia entre 1.35 e 1.50, se se tratar de uma acção provocada por uma sobrecarga pedonal ou uma outra carga de outra origem, respectivamente.

4.6.3 Combinação da Acção Sísmica

A análise sísmica tem uma combinação própria e diferente de todas as outras. Esta é constituída pelo somatório dos valores característicos da carga permanente, acção sísmica e cargas variáveis devidamente reduzidas pelo factor ψ_2 . A combinação sísmica é apresentada em seguida:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad 4.74$$

Em que:

G_k → Valor característico das cargas permanentes;

A_{Ed} → Acção sísmica;

Q_k → Valor característico das acções variáveis.

O valor do factor redutor ψ_2 tem o valor de 0 em pontes rodoviárias.

O valor da acção sísmica tem de ser combinado nas três direcções possíveis. É importante ser referido que a componente vertical (z) da acção sísmica pode ser ignorada se a estrutura estiver a menos de 5 quilómetros de uma falha tectónica. As combinações das três componentes da acção sísmica são apresentadas em seguida:

$$A_{Ed,1} = A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y} + 0.3 \times A_{Ed,z} \quad 4.75$$

$$A_{Ed,2} = 0.3 \times A_{Ed,x} + A_{Ed,y} + 0.3 \times A_{Ed,z} \quad 4.76$$

$$A_{Ed,3} = 0.3 \times A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y} + A_{Ed,z} \quad 4.77$$

5 Estudo de um Exemplo Prático

O exemplo prático baseia-se numa ponte atirantada idealizada pelo Professor António Adão da Fonseca, que teria como objectivo criar uma ligação entre as cidades do Porto e Vila Nova de Gaia.

Como se trata de uma ponte à cota baixa, os pontos de união entre as duas margens são em Massarelos, na cidade do Porto, e na via panorâmica, na cidade de Vila Nova de Gaia.

O principal objectivo da sua construção seria facilitar o trânsito urbano, aliviando desta forma o trânsito pela ponte da Arrábida.



Figura 5.1 - Localização da Ponte de Massarelos

A zona de travessia tem uma largura de 300 metros, e de modo a facilitar as acessibilidades à ponte, esta teria alguns tramos em curva. A extensão total da obra de arte é de 450 metros.

A ponte é maioritariamente atirantada, tendo uma extensão total de atirantamento de 350 metros, divididos em dois vãos de 200 e 150 metros. É constituída por um único plano de

tirantes, centrado e ancorado num mastro, de fuste único, de secção variável com uma altura total de 84 metros. A disposição longitudinal dos tirantes é em semi-harpa.

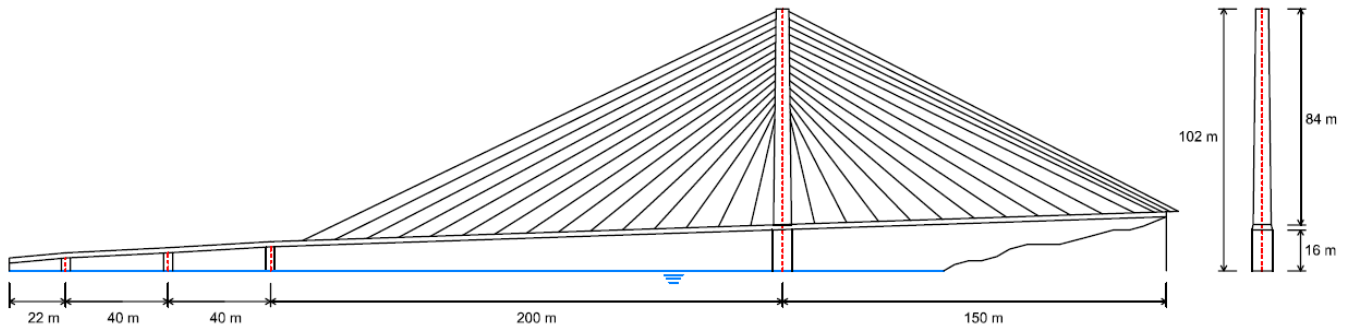


Figura 5.2 - Perfil longitudinal da Ponte de Massarelos

Esta estrutura tem como finalidade permitir a travessia de tráfego rodoviário, ciclável e pedonal, tendo por isso um tabuleiro com uma largura total de 15 metros, com os passeios e as ancoragens no centro do mesmo.

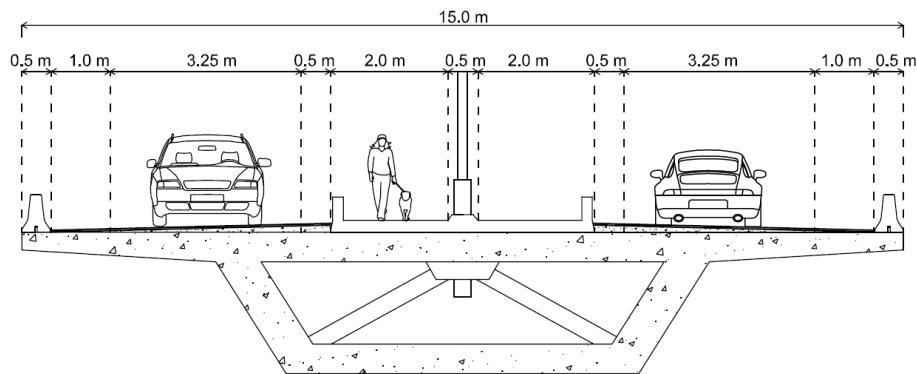


Figura 5.3 - Perfil transversal do tabuleiro demonstrando a disposição dos elementos

Como a altura máxima, sob o tabuleiro, em relação ao nível médio das águas é de 16,5 metros, limitando assim a passagem de algumas embarcações, está prevista a possibilidade de tornar parte da ponte numa ponte levadiça. Esta possibilidade é explicada na Figura 5.4.

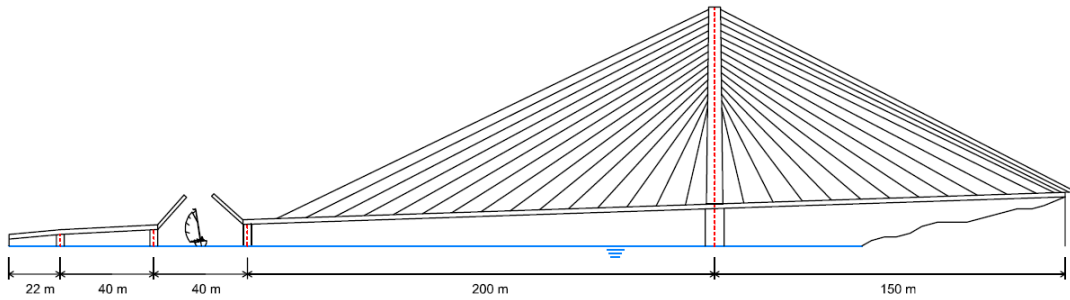


Figura 5.4 - Tramo levadiço da ponte

Como o objectivo deste capítulo é demonstrar o funcionamento estrutural de uma ponte atirantada, optou-se por considerar apenas os tramos atirantados. A inclinação longitudinal do tabuleiro foi também ignorada. Estas simplificações devem-se ao facto de este ser um trabalho académico tornando-se possível obter leituras mais claras com estas mudanças. A Figura 5.5 ilustra as mudanças consideradas.

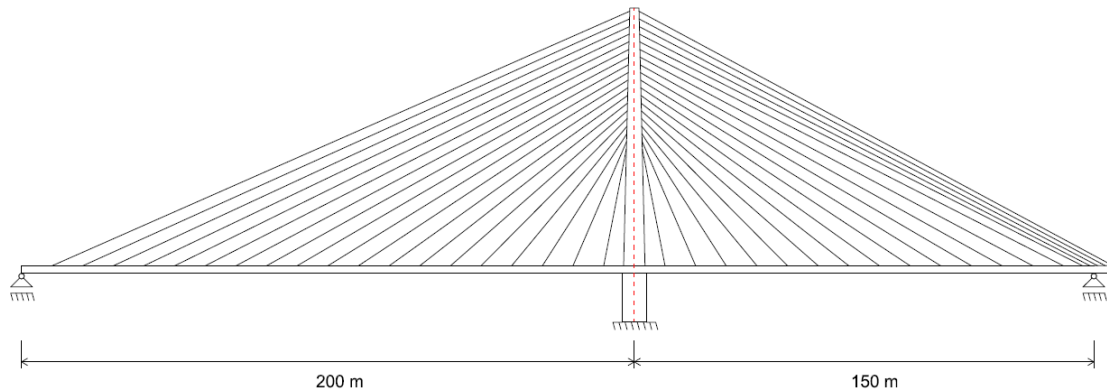


Figura 5.5 - Tramos atirantados para análise

5.1 Sistema estrutural do exemplo prático

O modelo é constituído por um tabuleiro em betão armado, com uma secção em caixão, com um vão de 200 metros e outro de 150 metros. Neste modelo o tabuleiro está directamente ligado ao mastro e tem liberdade de se movimentar no plano longitudinal nas duas extremidades.

O mastro e o pilar são em betão armado, sendo que a secção transversal do mastro é variável. A base do pilar é considerada encastrada.

A estrutura é sustentada por um único plano de cabos centrado, com uma disposição longitudinal em semi-harpa. Visto que a estrutura é constituída por vãos de dimensões diferentes, é necessário utilizar uma disposição assimétrica dos tirantes de modo a garantir o seu equilíbrio estático. Neste caso são utilizados tirantes de equilíbrio.

Foram admitidos o número de tirantes e o espaçamento das ancoragens no tabuleiro e no mastro. Na Figura 5.6 é dada a numeração de cada tirante.

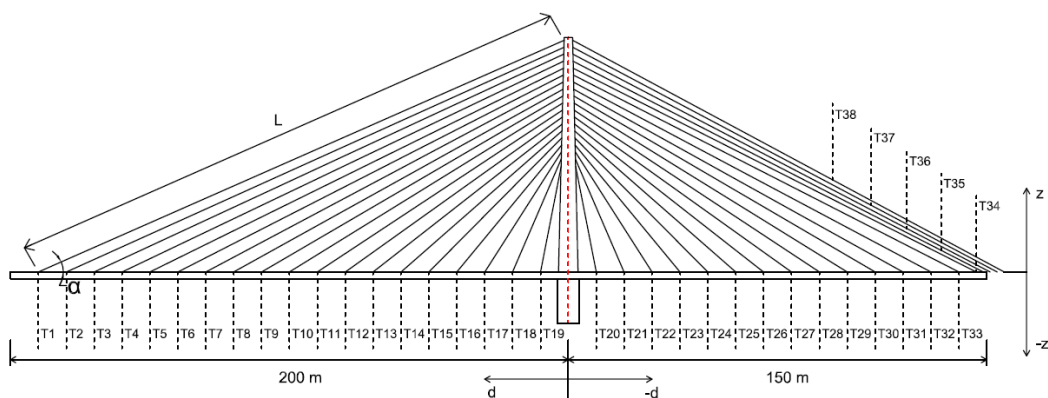


Figura 5.6 - Esquema representativo dos tirantes

O ângulo de inclinação, o comprimento de cada tirante e a posição das suas ancoragens no tabuleiro e mastro são dados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Inclinação dos tirantes e posição das ancoragens no tabuleiro e mastro

Tirante	(graus)	L (m)	d (m)	z (m)	Tirante	α (graus)	L (m)	d (m)	z (m)
T1	23,77	205.92	190	83	T20	76.17	39.13	-10	38
T2	24,29	195.69	180	80,5	T21	66.83	44.05	-20	40,5
T3	24,86	185.54	170	78	T22	57.49	50.99	-30	43
T4	25,50	175.37	160	75,5	T23	50.53	58.94	-40	45,5
T5	26,22	165.53	150	73	T24	45.28	67.55	-50	48
T6	27,04	155.08	140	70,5	T25	41.24	76.60	-60	50,5
T7	27,97	144.99	130	68	T26	38.07	85.95	-70	53
T8	29,03	134.98	120	65,5	T27	35.52	95.53	-80	55,5
T9	30,27	124.98	110	63	T28	33.45	105.22	-90	58
T10	31,72	115.07	100	60,5	T29	31.72	115.07	-100	60,5
T11	33,45	105.22	90	58	T30	30.27	124.98	-110	63
T12	35,52	95.53	80	55,5	T31	29.03	134.98	-120	65,5
T13	38,07	85.95	70	53	T32	27.97	144.99	-130	68
T14	41,24	76.61	60	50,5	T33	27.04	155.08	-140	70,5
T15	45,28	67.55	50	48	T34	26,67	162.64	-147	73
T16	50,53	58.94	40	45,5	T35	27,13	165.57	-149	75,5
T17	57,49	50.99	30	43	T36	27,57	168.53	-151	78
T18	66,83	44.05	20	40,5	T37	27,99	171.53	-153	80,5
T19	76,17	39.13	10	38	T38	28,40	174.51	-155	83

5.2 Pré-dimensionamento da estrutura

Visto que as informações recolhidas acerca da estrutura não referiam as dimensões dos elementos estruturais, foi necessário realizar um pré-dimensionamento da mesma, de modo a obter resultados o mais próximos possíveis da realidade.

Para este pré-dimensionamento foram consideradas cargas devido ao peso-próprio, restantes cargas permanentes e modelos de carga regulamentares para cargas de tráfego.

5.2.1 Materiais utilizados

Para o pré-dimensionamento da estrutura foram admitidas algumas características mecânicas dos materiais utilizados.

No caso dos elementos em betão armado, como o tabuleiro e o mastro, foi adoptado um betão da classe C45/55 com armaduras ordinárias de aço S500 NR SD. Os tirantes são constituídos por cordões de aço pré-esforçado Y 1860 S7.

As características mecânicas de cada material utilizado são apresentadas nas Tabelas 5.2, 5.3 e 5.4.

Tabela 5.2 - Características mecânicas do betão C45/55

C45/55		
f_{ck}	45	MPa
f_{cd}	30	MPa
f_{ctm}	3.8	MPa
E_{cm}	36	GPa

Tabela 5.3 - Características mecânicas do aço das armaduras ordinárias

S500 NR SD		
f_{yk}	500	MPa
f_{yd}	435	MPa
E_s	200	GPa

Tabela 5.4 - Características mecânicas do aço dos cordões de pré-esforço

Y 1860 S7		
f_{puk}	1860	MPa
$0.7f_{puk}$	1300	MPa
$0.45f_{puk}$	830	MPa
E_s	200	GPa

5.2.2 Cargas actuantes

As cargas actuantes são constituídas pelo peso-próprio da estrutura, restantes cargas permanentes e cargas de tráfego.

O peso próprio depende do elemento em estudo. Esta carga é desconhecida numa fase inicial do pré-dimensionamento, visto que as dimensões dos elementos são desconhecidas. Desta forma é necessário admitir algumas dimensões dos elementos, na primeira fase. Essas dimensões são alteradas à medida que o processo iterativo vai avançando, chegando às dimensões finais, quando os elementos estruturais têm uma capacidade resistente suficiente para suportar todas as cargas.

As restantes cargas permanentes são dadas por elementos de cariz permanente que não têm qualquer função estrutural. Nesta ponte, estas cargas derivam de elementos como passeios, lancis, barreiras de segurança, betão de nivelamento e betuminoso.

Os passeios são em betão e têm uma espessura de 0.25 metros. Os lancis e as barreiras tipo New Jersey são pré-fabricados e os seus pesos são fornecidos pelos fabricantes. O betão de nivelamento tem uma espessura média de 0.065 e o betuminoso 0.04 metros de espessura.

Os pesos próprios são dados na tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Valores dos Pesos Próprios das Restantes Cargas Permanentes

Elemento	Peso específico (kN/m^3)	Área transversal do elemento (m^2)	Peso próprio do elemento (kN/m)
Passeio	24	1.125	27
Lancil	24	-	$1.78 \times 2 = 3.56$
Barreira de segurança tipo Jersey	24	-	$8.9 \times 2 = 17.8$
Betão de nivelamento	24	0.567	14.18
Betuminoso	23	0.38	8.74

A utilização das cargas de tráfego para o pré-dimensionamento foram restringidas à utilização dos modelos de carga LM1 e LM2 para as acções rodoviárias e a carga pedonal sobre passeios. Foi feita por isso, a divisão das faixas de rodagem em vias imaginárias e a colocação das cargas nas zonas mais condicionantes do tabuleiro, tal como é exemplificado na figura 5.7.

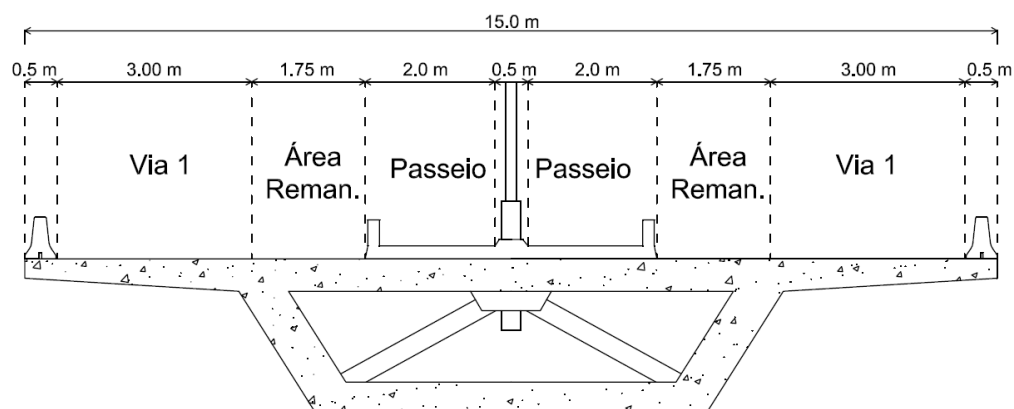


Figura 5.7 - Disposição de vias imaginárias

Esta disposição de vias imaginárias é importante apenas para o modelo de carga LM1, visto que LM2 pode ser colocado em qualquer local da faixa de rodagem. Desta forma os valores característicos das sobrecargas dos modelos LM1 e LM2 são dados na Tabela 5.6, assim como o valor da sobrecarga sobre os passeios.

Tabela 5.6 - Valores característicos das sobrecargas actuanes no tabuleiro

Modelo de Carga	Valor para Via 1	Valor para Área Remanescente	Valor para Passeio
LM1 (carga uniformemente distribuída)	9.0 kN/m ²	2.5 kN/m ²	-
LM1 (Sistema Paralelo)	2 eixos × 300 kN	-	-
LM2	400 kN		-
Carga sobre Passeio	-	-	5.0 kN/m ²

Estas sobrecargas estão sujeitas a alternância de modo a obter os esforços mais adversos em cada elemento estrutural.

5.2.3 Tabuleiro

O pré-dimensionamento do tabuleiro deve ser feito considerando o seu comportamento segundo a sua direcção longitudinal e transversal. Neste caso, foi considerado primeiro o plano transversal.

A secção é em caixão e como tal, é necessário dividir a secção em vários elementos, de modo a facilitar a análise localizada. Esses elementos são indicados na Figura 5.8.

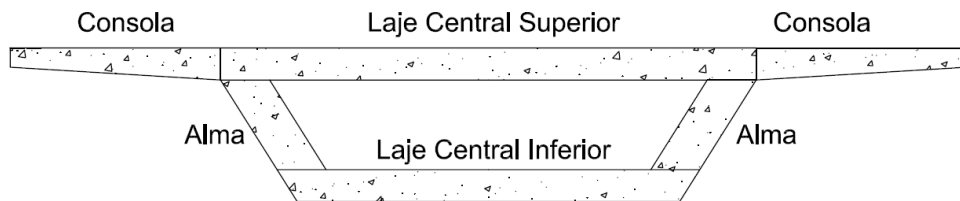


Figura 5.8 - Elementos da secção transversal do tabuleiro

Considerou-se a secção encastrada na laje superior da viga caixão e em seguida foram calculados os esforços actuantes nesta direcção. Os diagramas de esforços são representados graficamente na Figura 5.9 e os esforços máximos na Tabela 5.7.

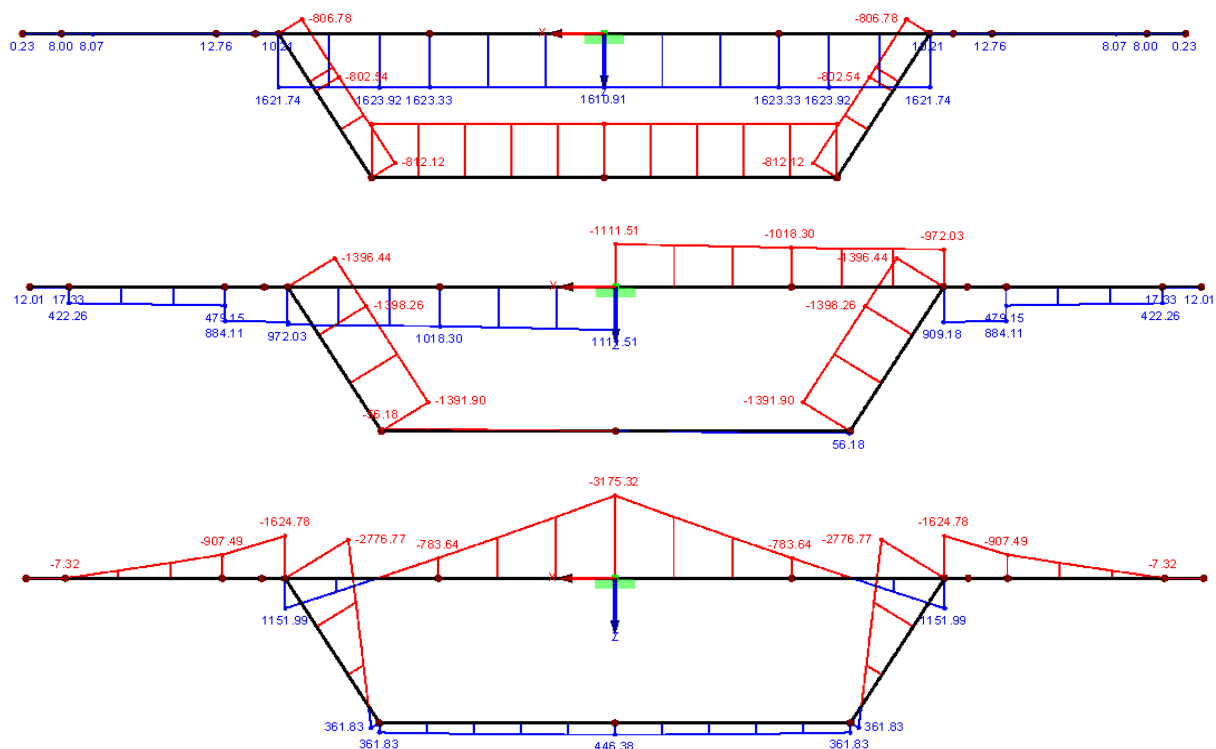


Figura 5.9 - Diagramas de esforços no tabuleiro; No topo: Esforço Axial; No meio: Esforço Transverso; Em baixo: Momento Flector

Tabela 5.7 - Esforços máximos nos vários elementos do tabuleiro na direcção transversal

Esforços	Laje Central Superior	Laje Central Inferior	Almas	Consolas
$M_{Sd}^- (kNm)$	3175.3	0	2776.8	1624.8
$M_{Sd}^+ (kNm)$	1152	446.38	361.83	0
$N_{Sd} (kN)$	1624	-1610.7	-812.12	0
$V_{Sd} (kN)$	1111.5	56.18	1396.4	972.03

Depois de calculados os esforços máximos é feita uma análise aos mesmos sendo possível verificar que a laje central superior está solicitada a esforços de flexão e tracção, sendo necessário calculá-la à flexão composta, a laje central inferior e as almas estão solicitadas a esforços de flexão e compressão e as consolas a esforços de flexão.

De modo a ser possível pré-dimensionar o tabuleiro, foi necessário admitir a secção de cada elemento, alterando de uma forma iterativa cada secção de modo a encontrar a secção ideal.

As secções com flexão composta foram pré-dimensionadas através de ábacos de secções solicitadas à flexão composta. Em seguida é dado o cálculo da secção de uma das almas:

$$\mu = \frac{M_{Sd}^-}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{2776.8}{1 \times 0.65^2 \times 30 \times 10^3} = 0.2191 \quad 5.1$$

$$v = \frac{N_{Sd}}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{812.12}{1 \times 0.6 \times f_{cd}} = 0.0416 \quad 5.2$$

Depois de calculados μ e v é retirado o valor de w do ábaco correspondente. O valor é apresentado em seguida:

$$w = 0.575 \quad 5.3$$

$$A_s = \frac{w \times b \times h \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{0.575 \times 1 \times 0.65 \times 30 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 0.0258 \text{ m}^2 \quad 5.4$$

$$A_{s,max} = 0.04 \times A_c = 0.026 \text{ m}^2 \rightarrow 0.0258 \text{ m}^2 \leq 0.026 \text{ m}^2 \quad 5.5$$

Em que:

b → Base do elemento em estudo;

h → Altura do elemento em estudo;

f_{cd} → Valor de cálculo da tensão de resistência à compressão do betão;

f_{syd} → Valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Devido aos elevados esforços a que a secção está solicitada e à necessidade de pré-dimensionar elementos mais esbeltos é possível verificar que a área de aço necessária é muito próxima da máxima.

Foi também feita a verificação ao esforço transversal de cada secção. Uma das verificações é a resistência da escora do betão ($V_{Rd,max}$).

$$V_{Rd,max} = b \times 0.9 \times d \times v \times \frac{f_{cd}}{\cot g(\theta) + \tan(\theta)} \quad 5.6$$

Em seguida é possível calcular a armadura de esforço transversal.

$$A_s = \frac{V_{Sd}}{(0.9 \times d \times f_{syd} \times \cot g(\theta))} = \frac{1396.4}{(0.9 \times 0.6 \times 435 \times 10^3 \times 2.5)} = 23.78 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 5.7$$

$$A_{s,min} = 0.08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} = 0.08 \times \frac{\sqrt{45}}{500} = 10.12 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 10.12 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 23.78 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 5.8$$

Verificado o elemento ao esforço transversal na direcção transversal é possível estabelecer secções para cada elemento da secção transversal do tabuleiro. As secções são apresentadas na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Secções transversais dos elementos do tabuleiro

Elemento da secção transversal	h (m)	d (m)
Laje Central Superior	0.5	0.45
Laje Central Inferior	0.5	0.45
Almas	0.65	0.6
Consolas	0.5	0.45

A secção das consolas é variável de 0.50 a 0.30 metros.

Na direcção longitudinal a estrutura está solicitada a esforços de flexão e compressão. A razão do tabuleiro estar sujeito a compressões, é o facto de este ser o condutor das componentes horizontais dos esforços axiais dos tirantes. Desta forma a sua verificação à flexão composta é essencial.

Como a secção transversal do tabuleiro se trata de uma secção em caixão, foi considerada uma secção com características geométricas idênticas de modo a facilitar o cálculo segundo o plano longitudinal. A secção é apresentada na Figura 5.10.

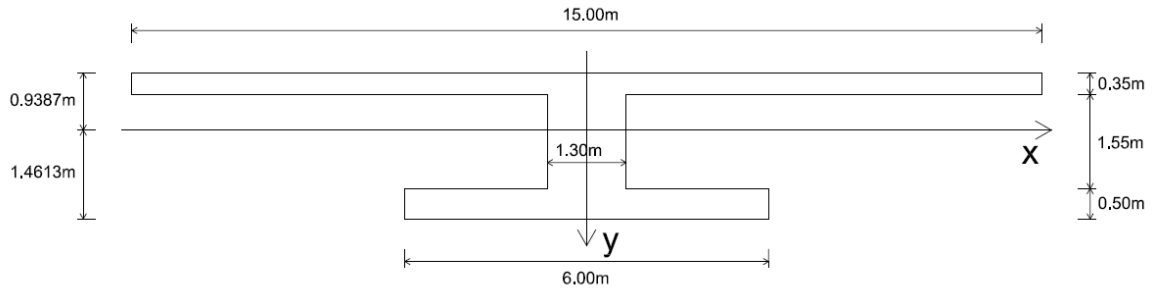


Figura 5.10 - Seção transversal equivalente

Na tabela 5.9 são apresentadas as características geométricas da seção real e da seção equivalente.

Tabela 5.9 - Características geométricas da seção transversal real e equivalente

Seção Real		Seção Equivalente	
$A (m^2)$	11.32	$A (m^2)$	10.86
$I_x (m^4)$	17.23	$I_x (m^4)$	17.14
$I_y (m^4)$	140.25	$I_y (m^4)$	131.43

Depois de analisar as características geométricas, nota-se que as maiores diferenças são dadas em I_y , mas este facto torna-se irrelevante porque a inércia importante para este pré-dimensionamento é a I_x .

A verificação das seções foi feita através de cálculo orgânico para a flexão composta. Em seguida é apresentado um exemplo de cálculo para uma seção transversal solicitada com momentos positivos e esforços de compressão.

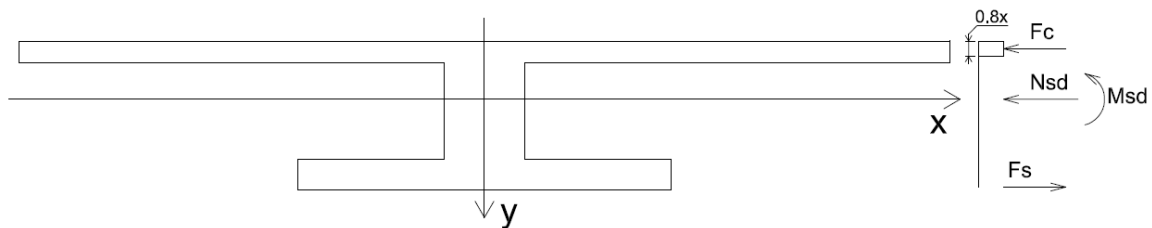


Figura 5.11 – Flexão composta com momentos positivos

Neste caso os esforços actuantes são os apresentados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Esforços actuantes na secção em estudo

N_{sd} (kN)	26895
M_{sd} (kN.m)	127866

As equações de equilíbrio para a verificação da secção transversal são as seguintes:

$$\begin{cases} M_{sd} = F_s \times z_s - N_{sd} \times (0.9387 - 0.4x) \\ F_c + N_{sd} - F_s = 0 \end{cases} \quad 5.9$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} 127866 = A_s \times 435 \times 10^3 \times (2.35 - 0.4x) - 26895 \times (0.9387 - 0.4x) \\ 30 \times 10^3 \times 15 \times 0.8x + 26895 - A_s \times 435 \times 10^3 = 0 \end{cases} \quad 5.10$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} A_s = 0.151 \text{ m}^2 \leq 0.04A_c = 0.04 \times 11.32 = 0.4518 \text{ m}^2 \\ x = 0.108 \text{ m} \end{cases} \quad 5.11$$

Tal como foi demonstrado no processo de cálculo anterior, a secção transversal resiste aos esforços a que está solicitada.

Finalmente foi feita a verificação das secções transversais solicitadas a momentos negativos e esforços de compressão. Tal como para os momentos positivos, é dado um exemplo de cálculo em seguida.

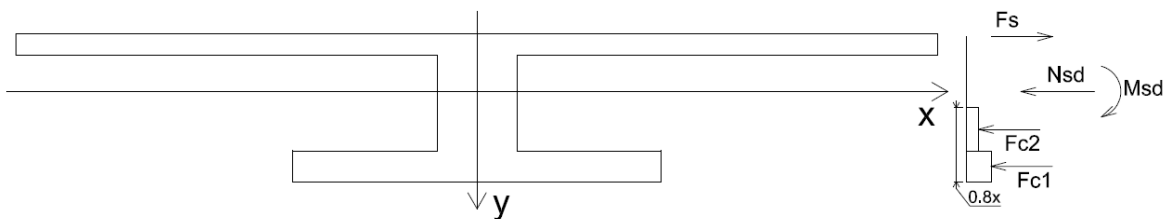


Figura 5.12 – Flexão composta com momentos negativos

Neste caso os esforços actuantes são os apresentados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 - Esforços actuantes na secção em estudo

N_{sd} (kN)	155603
M_{sd} (kN.m)	132906

As equações de equilíbrio para a verificação da secção transversal são as seguintes:

$$\begin{cases} M_{sd} + N_{sd} \times 0.9387 = F_{c1} \times z_1 + F_{c2} \times z_2 \\ F_{c1} + F_{c2} + N_{sd} - F_s = 0 \end{cases} \quad 5.12$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} 132906 + 155603 \times 0.9387 = 0.5 \times 30 \times 10^3 \times 6 \times (2.35 - 0.25) + \\ \quad + (0.8x) \times 1.3 \times 30 \times 10^3 \times \left(2.35 - 0.5 - \frac{(0.8x-0.5)}{2}\right) \\ 30 \times 10^3 \times 6 \times 0.5 + 30 \times 10^3 \times 1.3 \times (0.8x - 0.5) + 155603 - A_s \times 435 \times 10^3 = 0 \end{cases} \quad 5.13$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} A_s = 0.639 \text{ m}^2 \geq 0.04A_c = 0.04 \times 11.32 = 0.4518 \text{ m}^2 \\ x = 1.67 \text{ m} \end{cases} \quad 5.14$$

Tal como demonstrado no processo de cálculo anterior, a armadura necessária ultrapassa o limite máximo que é definido no Eurocódigo 2. Desta forma pode-se concluir que a secção do tabuleiro tivesse de ser alterada de modo a este requisito ser cumprido.

5.2.4 Tirantes

Os tirantes são elementos preponderantes no controlo dos esforços e das deformações da estrutura. Estes elementos carregam todas acções actuantes no tabuleiro.

Para o seu dimensionamento é considerada a combinação característica e uma tensão de cedência igual a 0.45 vezes a tensão de ruptura do aço de pré-esforço ($0.45f_{puk}$). Esta tensão de cedência é limitada pelo Eurocódigo de modo a precaver problemas de fadiga.

Cada tirante é constituído por um conjunto de cordões, com uma tensão de ruptura, f_{puk} , igual a 1860 MPa e uma área aproximada de 1.5 cm^2 (0.6”).

O cálculo do esforço axial de cada tirante é feito dividindo a carga vertical actuante no tabuleiro por cada tirante. Desta forma, a força actuante, R_v , é igual à força resultante de todas as cargas actuantes na área de influência do tirante, tal como é mostrado na Figura 5.13.

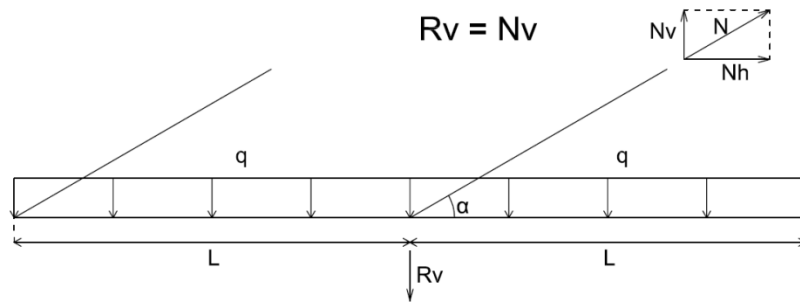


Figura 5.13 - - Esquema representativo das forças actuantes nos tirantes

O valor de R_v terá de ser igual ao valor da componente vertical do tirante, N_v . Rebatendo a força N_v segundo o ângulo α , é possível encontrar o esforço axial actuante no tirante, N . O valor de N é dado pela seguinte expressão:

$$N = \frac{N_v}{\text{sen}(\alpha)} \quad 5.15$$

Tendo em conta esta expressão, foi possível calcular o esforço axial actuante em cada tirante do nosso exemplo. É importante frisar que os tirantes de equilíbrio da estrutura não se calculam da mesma forma, tal como vai ser explicado mais à frente. Os valores dos esforços axiais actuantes em cada tirante de sustentação do tabuleiro (do tirante T1 ao T33), para a combinação característica, são apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Esforços axiais actuantes nos tirantes de sustentação do tabuleiro

Tirante	N_v (kN)	N (kN)
T1	6283	15588
T2	5507	13386
T3	5715	13593
T4	5659	13144
T5	5674	12842
T6 – T33	5670	12472
T7 – T32	5671	12091
T8 – T31	5671	11686
T9 – T30	5671	11250
T10 – T29	5671	10785
T11 – T28	5671	10288
T12 – T27	5671	9760
T13 – T26	5671	9196
T14 – T25	5670	8601
T15 – T24	5674	7985
T16 – T23	5659	7330
T17 – T22	5715	6776
T18 – T21	5507	5990
T19 – T20	6283	6470

A secção resistente de cada tirante é dada pela expressão:

$$A_T = \frac{N}{0.45f_{puk}} \quad 5.16$$

Com este procedimento de cálculo foi possível obter a secção transversal de cada tirante da estrutura em estudo. O número de cordões e a área efectiva (A_{ef}) de cada secção são apresentados na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 - Número de cordões e área da secção transversal de cada tirante

Tirante	A_T (cm ²)	Nº de cordões	A_{ef} (cm ²)
T1	186,23	125	187,5
T2	159,93	107	160,5
T3	162,40	109	163,5
T4	157,04	105	157,5
T5	153,42	103	154,5
T6 – T33	149,00	100	150
T7 – T32	144,45	97	145,5
T8 – T31	139,61	94	141
T9 – T30	134,40	90	135
T10 – T29	128,86	86	129
T11 – T28	122,91	82	123
T12 – T27	116,61	78	117
T13 – T26	109,87	74	111
T14 – T25	102,76	69	103,5
T15 – T24	95,40	64	96
T16 – T23	87,58	59	88,5
T17 – T22	80,96	54	81
T18 – T21	71,56	48	72
T19 – T20	77,31	52	78

Os tirantes de equilíbrio têm uma metodologia de cálculo um pouco diferente. Estes são calculados para que as forças dos tirantes de suspensão do tabuleiro sejam equilibradas, garantindo que não existem deslocamentos excessivos em alguns pontos da estrutura e um equilíbrio mais eficiente dos esforços actuantes.

Neste exemplo, foram utilizados cinco tirantes de equilíbrio, com a ancoragem do tabuleiro localizada no vão de 150 metros. Estes elementos transferem toda a sua componente vertical para o solo e a sua componente horizontal para o tabuleiro. Esta transferência de esforços é conseguida através da utilização de ancoragens na zona dos encontros, que garantem uma ligação vertical do tabuleiro ao solo, tal como é apresentado na Figura 5.14.

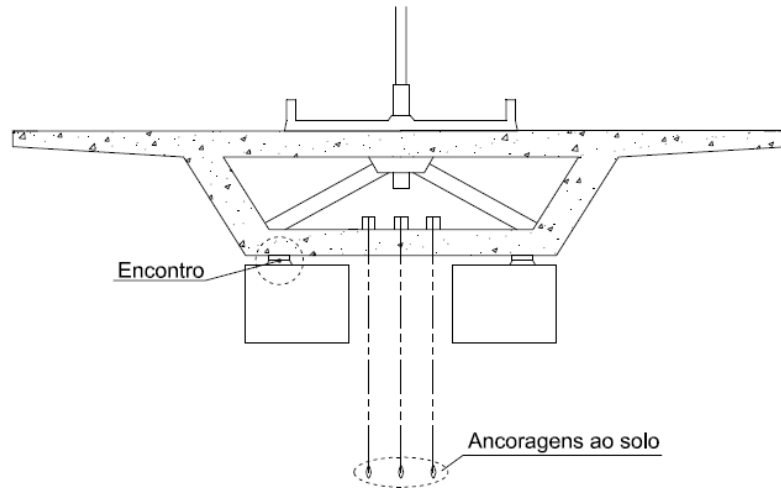


Figura 5.14 - Ancoragem do tabuleiro ao solo

Estando a componente vertical equilibrada por ancoragens ao solo, deve-se dimensionar este tipo de tirantes através da sua componente horizontal da força. Esta componente horizontal deve ter um valor igual à do tirante de suspensão do tabuleiro que se pretende equilibrar. Na Figura 5.15 é feita uma explicação gráfica de modo a facilitar a compreensão deste processo de cálculo.

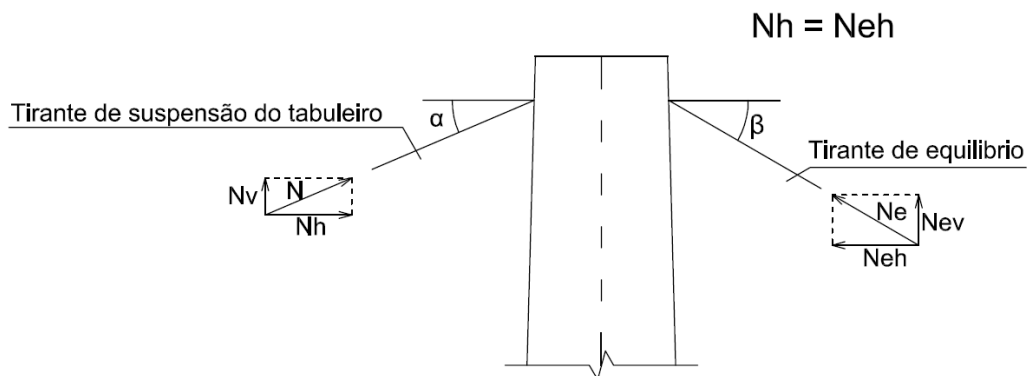


Figura 5.15 - Equilíbrio das componentes horizontais dos esforços axiais

Tendo como referência a componente horizontal da força é possível calcular o esforço axial actuante. A expressão para o cálculo do esforço axial é a seguinte:

$$N_e = \frac{N_{eh}}{\cos(\beta)} \quad 5.17$$

Neste caso os tirantes de equilíbrio são os T34, T35, T36, T37 e T38 que equilibram as forças dos tirantes T5, T4, T3, T2 e T1, respectivamente. Os valores dos esforços axiais actuantes e das respectivas componentes horizontais, em cada tirante de equilíbrio, para a combinação característica, são apresentados na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Esforços axiais actuantes nos tirantes de equilíbrio

Tirante	N_{eh} (kN)	N_e (kN)
T34	11520	12892
T35	11864	13331
T36	12333	13913
T37	12201	13817
T38	14265	16217

A secção resistente de cada tirante de equilíbrio é dada pela expressão:

$$A_{Te} = \frac{N_e}{0.45f_{puk}} \quad 5.18$$

Com este procedimento de cálculo foi possível obter a secção transversal de cada tirante de equilíbrio da estrutura em estudo. O número de cordões e a área efectiva (A_{ef}) de cada secção é apresentado na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 - Número de cordões e área da secção transversal de cada tirante de equilíbrio

Tirante	A_{Te} (cm ²)	Nº de cordões	A_{ef} (cm ²)
T34	154,03	103	154,5
T35	159,27	107	160,5
T36	166,23	111	166,5
T37	165,08	111	166,5
T38	193,75	130	195,0

A resultante das componentes horizontais dos esforços axiais dos tirantes deve ser o mais próxima possível do valor zero. Desta forma, é possível equilibrar os momentos flectores no mastro e aproximar a resultante das compressões do tabuleiro ao mastro.

Os tirantes devem também ser verificados para o estado limite último de resistência com uma tensão máxima actuante de 0.70 vezes a tensão de ruptura do aço de pré-esforço ($0.70f_{puk}$).

$$\sigma_{sd} \leq 0.70f_{puk} \quad 5.19$$

Sendo que:

$$0.70f_{puk} = 0.70 \times 1860 \approx 1300MPa \quad 5.20$$

Os esforços axiais e as tensões actuantes nos tirantes, para o estado limite último são apresentados na Tabela 5.16.

Tabela 5.16 - Esforços axiais e tensões actuantes em estado limite último de resistência

Tirante	N (kN)	σ_{sd} (MPa)
T1	21043	1122,3
T2	18071	1125,9
T3	18351	1122,4
T4	17745	1126,7
T5	17336	1122,1
T6 – T33	16837	1122,4
T7 – T32	16322	1121,8
T8 – T31	15776	1118,8
T9 – T30	15187	1125,0
T10 – T29	14560	1128,7
T11 – T28	13888	1129,1
T12 – T27	13177	1126,2
T13 – T26	12415	1118,5
T14 – T25	11611	1121,8
T15 – T24	10780	1122,9
T16 – T23	9896	1118,2
T17 – T22	9148	1129,4
T18 – T21	8086	1123,1
T19 – T20	8735	1119,9
T34	17404	1126,5
T35	17996	1121,3
T36	18783	1128,1
T37	18654	1120,3
T38	21893	1122,7

Verificou-se que $\sigma_{sd} \leq 0.70f_{puk}$ (1300 MPa), logo é possível concluir que a combinação condicionante para o dimensionamento dos tirantes é a combinação característica.

5.2.5 Mastro

O mastro é o elemento que se segue no pré-dimensionamento da estrutura. Neste caso de estudo os esforços a que está solicitado são flexão composta desviada e esforço transversal.

Na estrutura em estudo o mastro é constituído por um único fuste em betão armado, de secção transversal oca. As dimensões exteriores na direcção longitudinal e a espessura são variáveis.

Devido aos esforços elevados a que está solicitado neste elemento deve ser utilizado um betão de alta resistência. O betão utilizado é um C45/55 e o aço das armaduras é o S500.

Para o pré-dimensionamento foram consideradas três alternâncias de sobrecarga. Na primeira alternância considerada, o tabuleiro encontra-se carregado em toda a sua extensão. Esta combinação é a que provoca o maior esforço axial no mastro, mas como existe uma distribuição de cargas equilibrada pelos tirantes, os momentos flectores são mais reduzidos. As outras combinações passam por posicionar as cargas nos vãos de 200 e 150 metros alternadamente. Neste caso o esforço axial é mais reduzido, mas os momentos flectores atingem valores superiores.

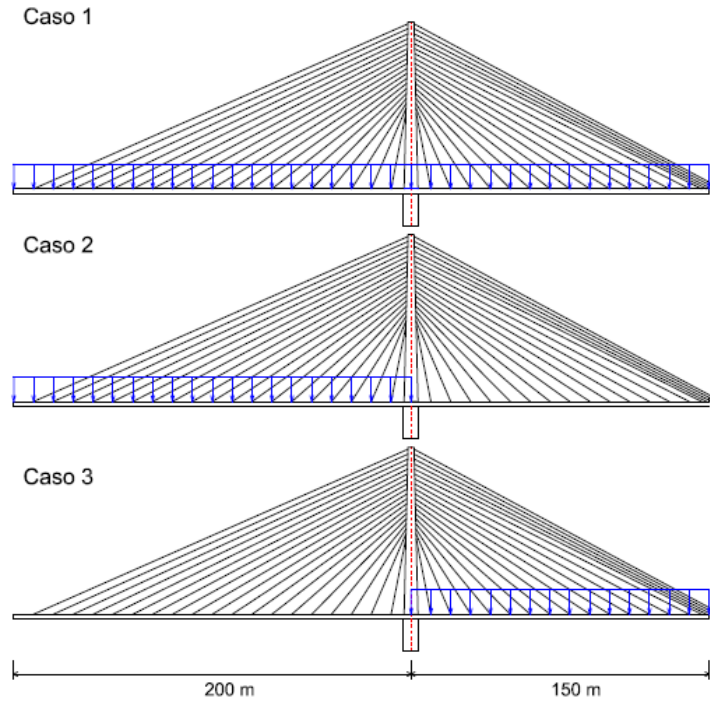


Figura 5.16 - Alternância de sobrecargas no tabuleiro

Considera-se para o cálculo do mastro que a sua base está encastrada e que o seu funcionamento é idêntico ao de uma consola. Como a secção é variável, este elemento foi dividido em tramos de 2.5 metros, tal como é mostrado na Figura 5.17.

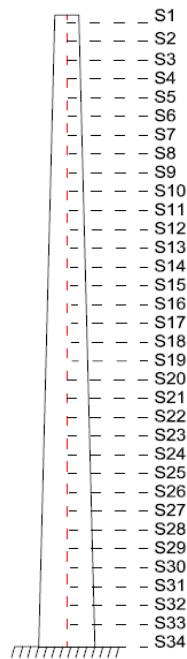


Figura 5.17 - Divisão do mastro em secções

Os momentos flectores são provocados pela componente horizontal do esforço axial dos tirantes e o esforço axial actuante no mastro é provocado pelas componentes verticais do esforço axial dos tirantes. Na Tabela 5.17 são apresentados os momentos flectores e esforços axiais para cada caso.

Tabela 5.17 - Esforços actuantes no mastro nos 3 casos de alternância de sobrecarga

Secção	Cota da secção (m)	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
		N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)
S1	83,0	11256	0	11345	0	10722	0
S2	80,5	21699	9130	21890	10404	20477	3622
S3	78,0	32818	23299	33138	26949	30659	8681
S4	75,5	44094	39733	44563	46884	40793	13516
S5	73,0	56358	55552	56121	67309	50852	16344
S6	70,5	67148	68836	67953	86292	61008	16211
S7	68,0	79339	78038	80248	102184	71589	12377
S8	65,5	91897	82377	92793	113787	82511	4980
S9	63,0	104731	81663	105467	120303	93769	5220
S10	60,5	117771	76199	118192	121374	105352	17084
S11	58,0	131099	66620	131052	117010	117377	29359
S12	55,5	144483	53756	143831	107537	129612	40876
S13	53,0	157835	38517	156469	93518	141958	50721
S14	50,5	170987	21795	168843	75690	154240	58307
S15	48,0	183939	4414	181006	54966	166452	53412
S16	45,5	196287	12927	192621	32347	178189	66134
S17	43,0	207538	29694	203289	8856	188987	66856
S18	40,5	217386	45576	212812	14553	198583	66187
S19	38,0	227448	60622	222817	37344	208582	64841
S34	0,0	256303	282029	249272	37543	235037	41675

Depois de calculados os esforços actuantes em cada secção, deve-se pré-dimensionar o elemento para cada caso. O cálculo foi efectuado através de ábacos apropriados para secções de betão armado rectangulares ocas solicitadas á flexão composta desviada.

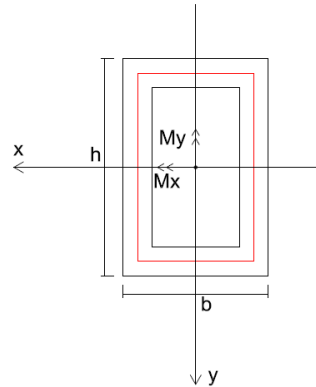


Figura 5.18 - Flexão desviada numa secção rectangular oca

Na estrutura em estudo, a direcção xx corresponde à direcção do plano longitudinal da estrutura e a direcção yy à direcção transversal.

O cálculo de cada secção é dado por dois parâmetros, μ_x e μ_y , que representam a curva de interacção dos momentos flectores em cada direcção. É também considerado um factor que relaciona a área de armadura com a área de betão.

$$\mu_x = \frac{M_{Rd,x}}{A_c \times h \times f_{cd}} \quad 5.21$$

$$\mu_y = \frac{M_{Rd,y}}{A_c \times b \times f_{cd}} \quad 5.22$$

$$w = \frac{A_s}{A_c} \times \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad 5.23$$

Depois de calculados estes parâmetros referidos anteriormente, é possível retirar do ábaco o valor de v , que representa a relação do esforço axial com os momentos flectores.

$$N_{Rd} = v \times A_c \times f_{cd} \quad 5.24$$

Desta forma, calculou-se o esforço axial resistente de cada secção do mastro. É importante frisar que nesta primeira fase foram apenas considerados momentos numa direcção.

Depois de feita a verificação a cada secção, o elemento deve ser verificado á encurvadura. Para este cálculo foi utilizado o REBAP, que considera a existência de excentricidades que

induzem maiores momentos flectores no elemento. Para a verificação à encurvadura terá de ser feita uma análise nas duas direcções.

A verificação da segurança à encurvadura deve ser efectuada considerando uma interacção entre esforço axial, momentos flectores de 1ª ordem e momentos flectores provocados pelas várias excentricidades. Os esforços considerados são os seguintes:

$$\begin{cases} M_{Sd} + N_{Sd} \times (e_a + e_2 + e_c) \\ N_{Sd} \end{cases} \quad 5.25$$

Sendo que:

e_a é uma excentricidade accidental, que tem em conta, além dos defeitos de execução do pilar, possíveis deficiências na avaliação da resultante das forças nele actuanes. O seu valor é dado por:

$$e_a = \frac{l_0}{300} \geq 2.0cm \quad 5.26$$

e_2 é a excentricidade de 2ª ordem, que pretende traduzir a não linearidade do fenómeno de encurvadura. O seu valor é dado por:

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10} \quad 5.27$$

Em que, $\frac{1}{r}$ representa a curvatura do pilar na secção critica e o seu valor é dado por:

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta \quad 5.28$$

Para:

$$\eta = \frac{0.4 \times A_c \times f_{cd}}{N_{Sd}} \quad 5.29$$

e_c é a excentricidade de fluência, que visa traduzir os acréscimos da deformação do pilar devidos a fluência. O seu valor é dado por:

$$e_c = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \times \left[\exp \left(\frac{\varphi_c(t_\infty, t_0) \times N_{Sg}}{N_E - N_{Sg}} \right) - 1 \right] \quad 5.30$$

Em que:

$M_{Sg}, N_{Sg} \rightarrow$ Esforços devidos às acções permanentes com valor característico;

$\varphi_c(t_\infty, t_0) \rightarrow$ Coeficiente de fluência que poderá tomar o valor de 2.5;

$N_E \rightarrow$ Carga crítica de Euler, com valor dado pela seguinte expressão:

$$N_E = \frac{10 \times E_{c,28} \times I_c}{l_0^2} \quad 5.31$$

Em que:

$E_{c,28} \rightarrow$ Valor do módulo de elasticidade do betão, aos 28 dias;

$I_c \rightarrow$ Momento de inércia da secção transversal do elemento, na direcção em estudo;

$l_0 \rightarrow$ Comprimento efectivo de encurvadura.

Neste caso, como se trata de um elemento que se encontra encastrado na base e livre no topo, o comprimento de encurvadura, l_0 , é igual a duas vezes o comprimento efectivo do mesmo.

$$l_0 = 2l \quad 5.32$$

Depois de ser seguido o procedimento de cálculo referido anteriormente, foi possível obter os momentos flectores actuantes de 2ª ordem, para as duas direcções. Os resultados são apresentados na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 - Momentos flectores de 2ª ordem

Secção	Cota da secção (m)	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
		$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)
S1	83,0	231	233	233	234	220	221
S2	80,5	-8491	674	-9759	680	4225	636
S3	78,0	-21394	2035	-25026	2055	10461	1901
S4	75,5	-35632	4384	-42740	4430	17310	4056
S5	73,0	-47977	8046	-59766	8012	23179	7260
S6	70,5	-56590	12866	-73900	13020	27337	11689
S7	68,0	-59232	19479	-83163	19703	29346	17577
S8	65,5	-54941	27955	-86084	28227	29614	25099
S9	63,0	-43216	38472	-81586	38743	39643	34445
S10	60,5	-24036	51198	-69024	51381	63747	45799
S11	58,0	2372	66355	-48043	66331	91130	59410
S12	55,5	35449	84007	-18734	83628	120901	75360
S13	53,0	73927	103627	18603	103312	152472	93755
S14	50,5	113313	121905	58852	121359	185517	114610
S15	48,0	156270	141853	104856	141033	208957	136968
S16	45,5	202287	163405	155810	162285	249561	157878
S17	43,0	251011	186439	210903	185024	281377	180263
S18	40,5	302282	210785	269384	209130	315182	203983
S19	38,0	357753	237264	332331	235443	353243	229849
S34	0,0	1637834	707471	1708808	696501	1298906	656725

Os valores das dimensões das secções foram obtidos através dos ábacos para secções rectangulares ocas, solicitadas à flexão composta desviada. O procedimento de cálculo é o mesmo que foi apresentado anteriormente. As dimensões são apresentadas na Tabela 5.19, com o apoio da Figura 5.19, para melhor compreensão dos resultados.

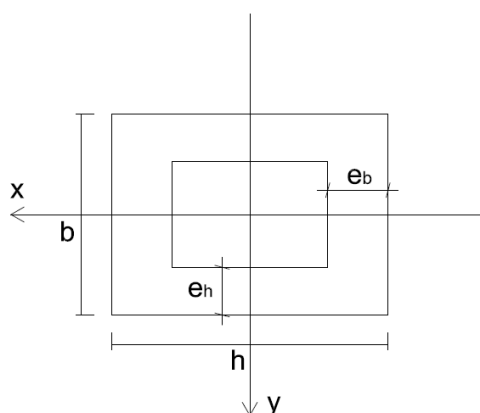


Figura 5.19 - Secção com dimensões genéricas

Tabela 5.19 - Dimensões das várias secções

Secção	Cota da secção (m)	h (m)	b (m)	e_h (m)	e_b (m)	A_c (m ²)
S1	83,0	3,05	4,00	1,00	0,8	9,30
S2	80,5	3,17	4,00	1,01	0,81	9,59
S3	78,0	3,29	4,00	1,02	0,81	9,88
S4	75,5	3,40	4,00	1,03	0,82	10,18
S5	73,0	3,52	4,00	1,04	0,82	10,48
S6	70,5	3,64	4,00	1,05	0,83	10,79
S7	68,0	3,76	4,00	1,05	0,84	11,09
S8	65,5	3,88	4,00	1,06	0,84	11,41
S9	63,0	4,00	4,00	1,07	0,85	11,73
S10	60,5	4,12	4,00	1,08	0,85	12,05
S11	58,0	4,24	4,00	1,09	0,86	12,37
S12	55,5	4,36	4,00	1,10	0,87	12,70
S13	53,0	4,48	4,00	1,11	0,87	13,03
S14	50,5	4,60	4,00	1,12	0,88	13,37
S15	48,0	4,71	4,00	1,13	0,88	13,71
S16	45,5	4,83	4,00	1,14	0,89	14,06
S17	43,0	4,95	4,00	1,14	0,90	14,40
S18	40,5	5,07	4,00	1,15	0,90	14,76
S19	38,0	5,19	4,00	1,16	0,91	15,11
S34	0,0	7,00	4,00	1,30	1,00	21,00

De modo a obter estes resultados para as dimensões das secções foi necessário considerar grandes percentagens de armadura.

5.2.6 Pilar

O pilar é o último elemento da estrutura a ser pré-dimensionado. Este elemento é o que suporta todos os outros elementos da estrutura, sendo por isso um dos mais solicitados.

O elemento está dividido em várias secções tal como o mastro. As várias secções estão espaçadas de 3,0 metros, tal como é apresentado na Figura 5.20.

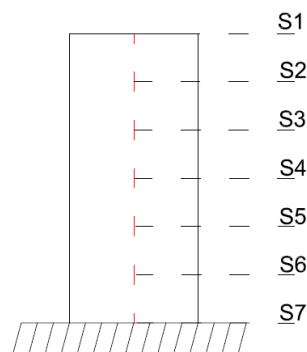


Figura 5.20 - Divisão do pilar em secções

Tal como o mastro, o pilar está sujeito a esforços de flexão composta desviada e corte. Este é também em betão armado e de secção transversal rectangular oca. Desta forma, podemos concluir que o seu processo de cálculo é idêntico ao mastro.

Os momentos flectores ao longo do pilar são provenientes dos momentos flectores transmitidos pelo mastro e pela diferença de compressões dos vãos do tabuleiro, que existem devido à alternância das sobrecargas.

Os esforços actuantes em cada caso ao longo das várias secções do pilar são apresentados nas Tabelas 5.20.

Tabela 5.20 - Esforços actuantes ao longo do pilar para cada caso

Secção	Cota da secção (m)	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
		N_{sd} (kN)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	N_{sd} (kN)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	N_{sd} (kN)	$M_{sd,y}$ (kN.m)
S1	18,0	265748	351198	258680	512820	245127	5873
S2	15,0	269372	351198	262304	512820	248751	5873
S3	12,0	272996	351198	265928	512820	252375	5873
S4	9,0	276621	351198	269553	512820	256000	5873
S5	6,0	280245	351198	273177	512820	259624	5873
S6	3,0	283869	351198	276801	512820	263248	5873
S7	0,0	287493	351198	280425	512820	266872	5873

Depois de calculados os esforços actuantes em cada secção, deve-se pré-dimensionar o elemento para cada caso. O modelo de cálculo é idêntico ao do pré-dimensionamento do mastro.

Quando verificada cada secção, deve-se proceder à verificação da encurvadura. O modelo de cálculo é, uma vez mais, idêntico ao demonstrado no mastro.

Depois de ser seguido o procedimento de cálculo foi possível obter os momentos flectores actuantes de 2ª ordem, para as duas direcções. Os resultados são apresentados na Tabela 5.21.

Tabela 5.21 - Momentos flectores de 2ª ordem

Secção	Cota da secção (m)	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
		$M_{Sd,y}$ (kN.m)	$M_{Sd,x}$ (kN.m)	$M_{Sd,y}$ (kN.m)	$M_{Sd,x}$ (kN.m)	$M_{Sd,y}$ (kN.m)	$M_{Sd,x}$ (kN.m)
S1	18,0	1707002	707471	1846197	696501	1263103	656725
S2	15,0	1712977	713383	1852016	702267	1131871	661632
S3	12,0	1713634	713869	1852648	702741	996360	662165
S4	9,0	1717600	717555	1856508	706337	863864	665608
S5	6,0	1722001	721567	1860792	710250	732160	669717
S6	3,0	1726839	725906	1865503	714483	601436	674656
S7	0,0	1732115	730573	1870640	719035	471909	680608

Depois de calculadas as várias secções transversais do pilar, verificou-se que as suas dimensões são constantes em toda a sua extensão. As dimensões da secção transversal são apresentadas na Figura 5.21.

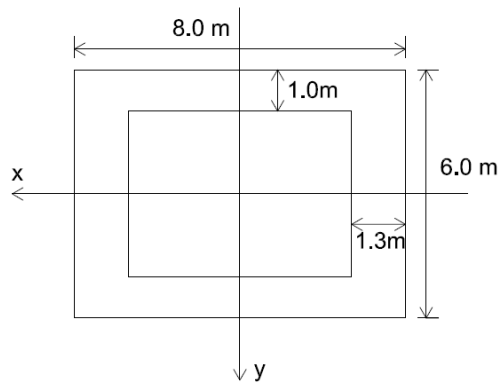


Figura 5.21 - Dimensões da secção transversal do pilar

5.3 Tensionamento dos tirantes

Como as pontes atirantadas atingem grandes vãos, estão muito sujeitas a grandes deformações. Desta forma, utiliza-se o tensionamento dos tirantes como um procedimento para reduzir as deformações na estrutura.

O tensionamento visa reduzir as extensões nos tirantes com uma força de pré-esforço. Este processo deve ser calculado para uma combinação que sejam apenas consideradas as cargas de peso próprio e restantes cargas permanentes. Esta combinação será denominada de combinação permanente. O objectivo de calcular o tensionamento para a combinação permanente é limitar as deformações, para que sejam o mais próximas possível de zero.

De modo a sabermos qual a força de tensionamento necessária deve-se calcular primeiro qual o esforço axial actuante no tirante para a combinação permanente. Na Tabela 5.22 são apresentados os valores dos esforços axiais para cada tirante.

Tabela 5.22 - Esforço axial actuante em cada tirante para combinação permanente

Tirante	N (kN)	Tirante	N (kN)
T1	10530	T20	4371
T2	8772	T21	3925
T3	8989	T22	4481
T4	8671	T23	4836
T5	8477	T24	5271
T6	8231	T25	5677
T7	7980	T26	6070
T8	7713	T27	6442
T9	7425	T28	6790
T10	7119	T29	7119
T11	6790	T30	7425
T12	6442	T31	7713
T13	6070	T32	7980
T14	5677	T33	8231
T15	5271	T34	8510
T16	4836	T35	8794
T17	4481	T36	9201
T18	3925	T37	9055
T19	4371	T38	10955

Foram também calculadas as tensões, extensões relativas e variações de comprimento de cada tirante, de modo a entender qual a ordem de grandeza e qual a importância do tensionamento dos cordões, no objectivo de limitar as deformações.

A tensão actuante em cada tirante, σ , foi calculada através da seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad 5.33$$

A extensão relativa foi calculada através da Lei de Hooke, que faz uma relação entre a tensão actuante e o módulo de elasticidade do material. O seu resultado é dado em percentagem. A expressão que traduz o cálculo é a seguinte:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad 5.34$$

A variação do comprimento é um valor que depende da extensão relativa e do comprimento total do tirante, tal como é traduzido pela seguinte expressão:

$$\Delta L = \varepsilon \times L \quad 5.35$$

Na Tabela 5.23 são apresentados os valores da tensão actuante, extensão relativa e variação do comprimento de cada tirante.

Tabela 5.23 - Valores da tensão actuante, extensão relativa e variação de comprimento de cada tirante para a combinação permanente

Tirante	σ (kPa)	ε (%)	L (m)	ΔL (m)	Tirante	σ (kPa)	ε (%)	L (m)	ΔL (m)
T1	561588	0.2808	205.92	0.5782	T20	560373	0.2802	39.13	0.1096
T2	546550	0.2733	195.69	0.5348	T21	545146	0.2726	44.05	0.1201
T3	549772	0.2749	185.54	0.5100	T22	553223	0.2766	50.99	0.1410
T4	550569	0.2753	175.37	0.4828	T23	546437	0.2732	58.94	0.1610
T5	548693	0.2743	165.53	0.4533	T24	549078	0.2745	67.55	0.1855
T6	548756	0.2744	155.08	0.4255	T25	548459	0.2742	76.60	0.2101
T7	548486	0.2742	144.99	0.3976	T26	546848	0.2734	85.95	0.2350
T8	547028	0.2735	134.98	0.3692	T27	550627	0.2753	95.53	0.2630
T9	550023	0.2750	124.98	0.3437	T28	552063	0.2760	105.22	0.2904
T10	551841	0.2759	115.07	0.3175	T29	551841	0.2759	115.07	0.3175
T11	552063	0.2760	105.22	0.2904	T30	550023	0.2750	124.98	0.3437
T12	550627	0.2753	95.53	0.2630	T31	547028	0.2735	134.98	0.3692
T13	546848	0.2734	85.95	0.2350	T32	548486	0.2742	144.99	0.3976
T14	548459	0.2742	76.61	0.2101	T33	548756	0.2744	155.08	0.4255
T15	549078	0.2745	67.55	0.1855	T34	550840	0.2754	162.64	0.4479
T16	546437	0.2732	58.94	0.1610	T35	547934	0.2740	165.57	0.4536
T17	553223	0.2766	50.99	0.1410	T36	552590	0.2763	168.53	0.4656
T18	545146	0.2726	44.05	0.1201	T37	543826	0.2719	171.53	0.4664
T19	560373	0.2802	39.13	0.1096	T38	561794	0.2809	174.51	0.4902

Caso o tensionamento não fosse efectuado, as deformações verticais seriam excessivas, o que limitaria a utilização de grandes vãos. Estas deformações verticais podem ser calculadas pela seguinte expressão:

$$\delta = z \times \left(1 + \frac{d^2}{z^2}\right) \times \varepsilon \quad 5.36$$

Em que:

δ → Deformação vertical (m);

z → Posição da ancoragem no mastro (m);

d → Posição da ancoragem no tabuleiro (m);

ε → Extensão relativa do tirante (%).

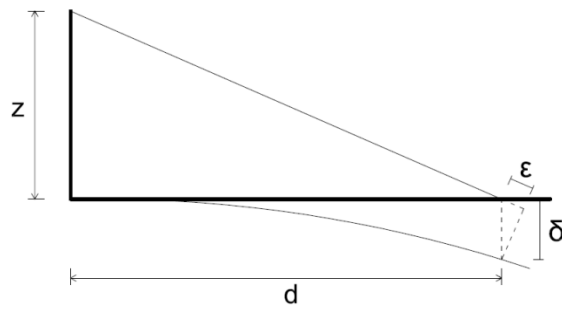


Figura 5.22 - Deformação vertical

A Tabela 5.24 mostra qual seria a deformação vertical correspondente a cada deformação axial de cada tirante.

Tabela 5.24 - Deformação vertical correspondente a deformação axial de cada tirante

Tirante	ΔL (m)	δ (m)	Tirante	ΔL (m)	δ (m)
T1	0.5782	1.4345	T20	0.1096	0.1129
T2	0.5348	1.3001	T21	0.1201	0.1129
T3	0.5100	1.2114	T22	0.1410	0.1306
T4	0.4828	1.0260	T23	0.1610	0.1673
T5	0.4533	0.9360	T24	0.1855	0.2086
T6	0.4255	0.8478	T25	0.2101	0.2610
T7	0.3976	0.7608	T26	0.2350	0.3187
T8	0.3692	0.6819	T27	0.2630	0.3811
T9	0.3437	0.6039	T28	0.2904	0.4527
T10	0.3175	0.5269	T29	0.3175	0.5269
T11	0.2904	0.4527	T30	0.3437	0.6039
T12	0.2630	0.3811	T31	0.3692	0.6819
T13	0.2350	0.3187	T32	0.3976	0.7608
T14	0.2101	0.2610	T33	0.4255	0.8478
T15	0.1855	0.2086	T34	0.4479	0.9360
T16	0.1610	0.1673	T35	0.4536	1.0260
T17	0.1410	0.1306	T36	0.4656	1.2114
T18	0.1201	0.1129	T37	0.4664	1.3001
T19	0.1096	0.1129	T38	0.4902	1.4345

Como o tensionamento dos tirantes tem como objectivo minimizar as deformações axiais dos tirantes para a combinação permanente, pode-se afirmar que a melhor forma de o fazer seria aplicar uma força de tensionamento, F , de valor igual ao da força axial actuante, N . Desta forma, podemos dizer que:

$$F + N = 0$$

5.37

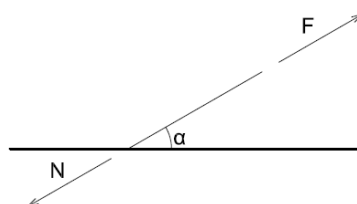


Figura 5.23 - Força de tensionamento dos tirantes

5.4 Modelo numérico

A utilização de um modelo numérico é essencial, para uma análise correcta da estrutura. Este revela de uma forma mais aproximada, o comportamento real da estrutura, pois tem em consideração efeitos de 1^a e 2^a ordem.

O modelo utilizado nesta dissertação foi construído no programa Autodesk Robot Structural Analysis e é constituído apenas por elementos do tipo barra, de modo a facilitar a leitura de deslocamentos e esforços.

O elemento tabuleiro foi modelado considerando uma única barra para cada vão. A sua secção transversal é constante no plano longitudinal e foi editada de modo a ter as características geométricas da secção transversal real.

Como o elemento mastro é de secção transversal variável, é difícil modelar todo o elemento com uma única barra. Desta forma, foram editadas várias secções transversais, que foram aplicadas em barras com um comprimento de 10 metros até atingir o comprimento total do mastro.

O pilar foi modelado utilizando uma única barra, pois a sua secção transversal é a mesma em toda a sua extensão.

Os tirantes foram modelados com elementos barra que foram posteriormente transformados em elementos cabo. Estes elementos permitem a introdução de forças de tensionamento nos tirantes. A utilização de elementos cabo obriga a uma análise não linear.

A ligação dos elementos é feita pelo centro de gravidade de cada secção, tendo alguns cuidados nos pontos de união dos elementos. Esta união pode, em alguns casos, trazer

problemas de sobreposição de massas, diminuindo assim a precisão dos resultados. Para evitar esta sobreposição de massas pode-se utilizar o comando “offset”, que retira a massa do local sem quebrar a ligação entre os dois elementos.

O programa de cálculo permite a aplicação de vários casos de carga e combinações de acções. Para uma análise sísmica, este permite a introdução de espectros sísmicos.

Os esforços retirados de cada elemento estão identificados segundo um referencial local, ao contrário dos deslocamentos e das reacções dos apoios, que têm como referência um referencial global. A Figura 5.24 representa os referenciais locais de cada barra e referencial global da estrutura.

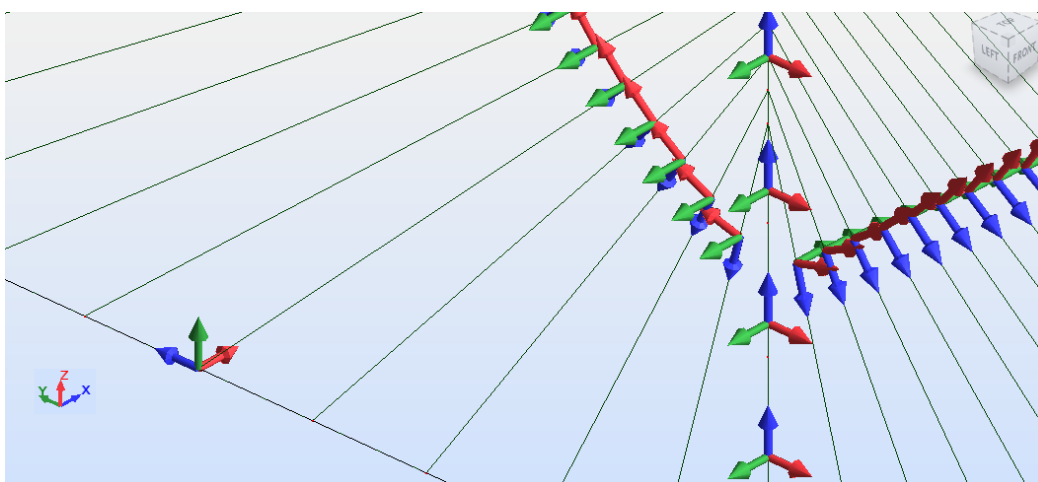


Figura 5.24 - Referencial global e local da estrutura

5.4.1 Validação do modelo numérico

De modo a verificar a veracidade dos resultados dados pelo modelo numérico construído no programa Robot, foi utilizado outro programa de cálculo equivalente. O programa utilizado foi o Dlubal RSTAB 8.01.

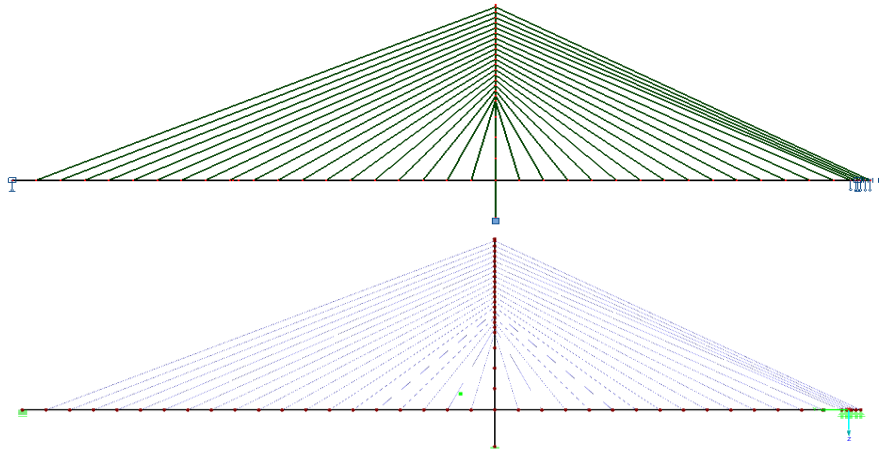


Figura 5.25 - Modelos Numéricos: Em cima: Robot; Em baixo: RSTAB

De modo a garantir que a comparação de resultados entre os dois programas seria bem feita, foram copiadas todas as características geométricas das secções e materiais utilizados.

Como a validação dos resultados do modelo foi feita para a combinação permanente, é também possível comparar os resultados obtidos com os previstos durante o pré-dimensionamento. Isto torna-se possível porque durante esta combinação a estrutura está sujeita a pequenas deformações e, como tal acontece, os efeitos de segunda ordem são bastante menores.

Esta validação do modelo foi efectuada pois existiam dúvidas na utilização dos elementos cabo que estão disponíveis no programa de cálculo Robot.

Foram feitas várias comparações entre os dois modelos numéricos, entre elas os diagramas de momentos no tabuleiro, reacções na base do pilar, compressão máxima, momento máximo, deslocamento global do tabuleiro, deslocamentos verticais do tabuleiro e deslocamentos horizontais no mastro.

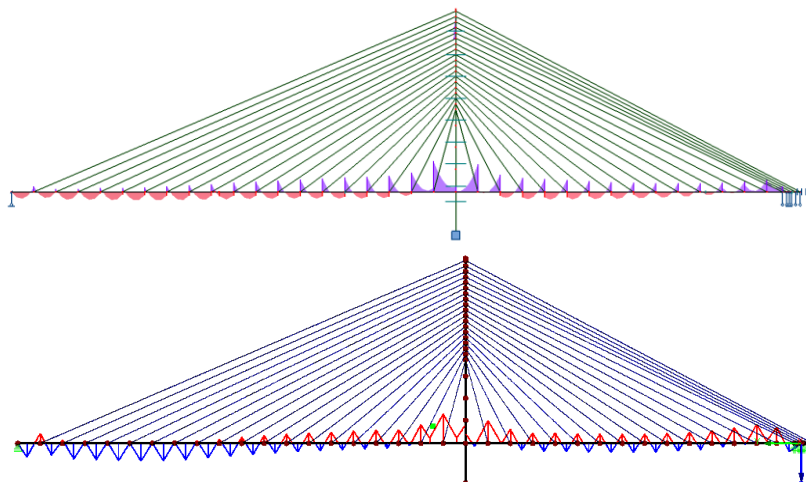


Figura 5.26 - Diagramas de momentos flectores no tabuleiro: Em cima: Robot; Em baixo: RSTAB

Tabela 5.25 - Reacção vertical e momento na base do pilar

	R_{base} (kN)	M_{base} (kN.m)
Autodesk Robot	191169.43	10234.62
Dlubal RSTAB	193821.00	10527.38
Diferença em %	1.37	2.78

Tabela 5.26 – Compressão máxima, momento máximo positivo actuante e deslocamento global no tabuleiro

	N_{tab} (kN)	N_{mastro} (kN)	δ_T (mm)
Autodesk Robot	109440.75	178461.74	36.7
Dlubal RSTAB	109547.00	178991.00	36.4
Diferença em %	0.097	0.296	0.817

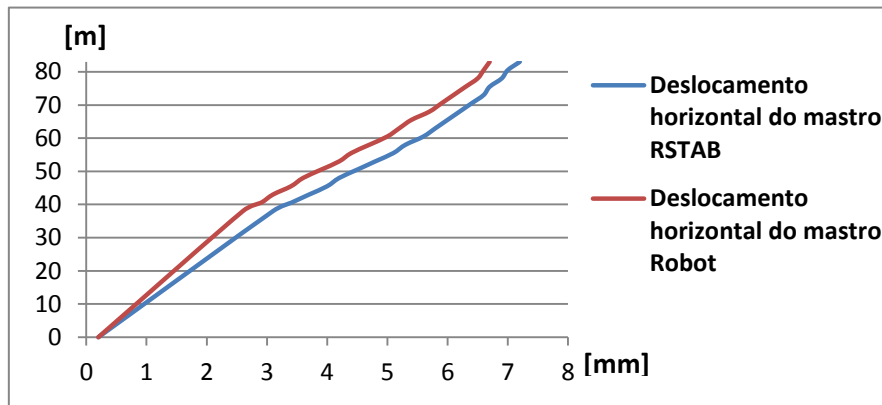


Figura 5.27 - Deslocamentos horizontais no mastro

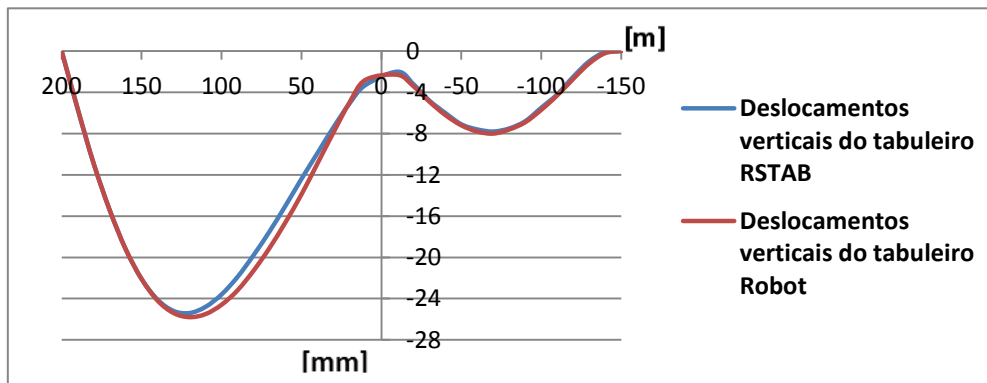


Figura 5.28 - Deslocamento vertical no tabuleiro

Como foi possível observar através das várias análises elaboradas nos dois programas de cálculo, os resultados são idênticos. Desta forma, pode-se concluir que o modelo numérico em Robot é fiável e pode ser utilizado para as análises seguintes.

5.4.2 Análise estática

Para a análise estática da estrutura foram considerados os pesos próprios, as restantes cargas permanentes, os modelos de carga para tráfego rodoviário e pedonal, a acção do vento e as variações uniformes de temperatura.

Todas as acções foram calculadas seguindo os respectivos regulamentos, tal como é demonstrado nos capítulos anteriores e a sua introdução no modelo é feita seguindo as propriedades do programa. Neste caso as cargas devido ao peso próprio da estrutura são calculadas automaticamente pelo programa através da geometria e dos materiais utilizados, as restantes cargas permanentes e sobrecargas são aplicadas através de cargas uniformemente distribuídas ou concentradas ao longo do eixo de cada barra solicitada. As diferenças de temperatura são aplicadas no programa através de cargas térmicas. O valor de cada carga é dado na Tabela 5.27.

Tabela 5.27 - Cargas aplicadas no modelo em Robot

Carga	Nomenclatura da carga	Carga introduzida no modelo
Restantes cargas permanentes	RCP	71.28 (kN/m)
Carga uniformemente distribuída da sobrecarga	UDL	62.75 (kN/m)
Sistema Paralelo da sobrecarga	TS	22 × 600 (kN)
Carga do passeio	PAS	20 (kN/m)
Vento	W	2.65 (kN/m)
Varição uniforme de temperatura (Inverno)	TUI	-15 (°C)
Varição uniforme de temperatura (Verão)	TUV	25 (°C)

Foram considerados para análise a combinação frequente do estado limite de serviço e o estado limite último. No primeiro foram analisados os deslocamentos e no segundo os esforços actuantes em cada elemento. As combinações frequentes e de estado limite último são apresentadas nas Tabelas 5.28 e 5.29, respectivamente.

Tabela 5.28 - Combinações frequentes

Acção Principal	Combinação
LM1 (Inverno)	$PP + RCP + 0.4UDL + 0.5TUI$
LM1 (Verão)	$PP + RCP + 0.4UDL + 0.5TUV$
Vento (Inverno)	$PP + RCP + 0.2W + 0.5TUI$
Vento (Verão)	$PP + RCP + 0.2W + 0.5TUV$
Var. Unif. Temp. (Inverno)	$PP + RCP + 0.6TUI$
Var. Unif. Temp. (Verão)	$PP + RCP + 0.6TUV$

Tabela 5.29 - Combinações de estado limite último

Acção Principal	Combinação
LM1 (Inverno)	$1.35PP + 1.35RCP + 1.35UDL + 1.35TS + 0.3W + 0.9TUI$
LM1 (Verão)	$1.35PP + 1.35RCP + 1.35UDL + 1.35TS + 0.3W + 0.9TUV$
Vento (Inverno)	$1.35PP + 1.35RCP + 0.6UDL + 1.35TS + 1.5W + 0.9TUI$
Vento (Verão)	$1.35PP + 1.35RCP + 0.6UDL + 1.35TS + 1.5W + 0.9TUV$
Var. Unif. Temp. (Inverno)	$1.35PP + 1.35RCP + 0.6UDL + 1.35TS + 0.3W + 1.5TUI$
Var. Unif. Temp. (Verão)	$1.35PP + 1.35RCP + 0.6UDL + 1.35TS + 0.3W + 1.5TUV$

Depois de modeladas todas as cargas e combinações foi possível exportar os resultados e criar gráficos que tornassem mais fácil a comparação dos mesmos.

5.4.2.1 Combinação Permanente

A primeira combinação estudada foi a combinação permanente. Esta combinação serve essencialmente para verificar a estabilidade e o equilíbrio estático da estrutura. Nas figuras 5.29 e 5.30 são apresentados os deslocamentos verticais do tabuleiro e os deslocamentos horizontais do mastro, respectivamente

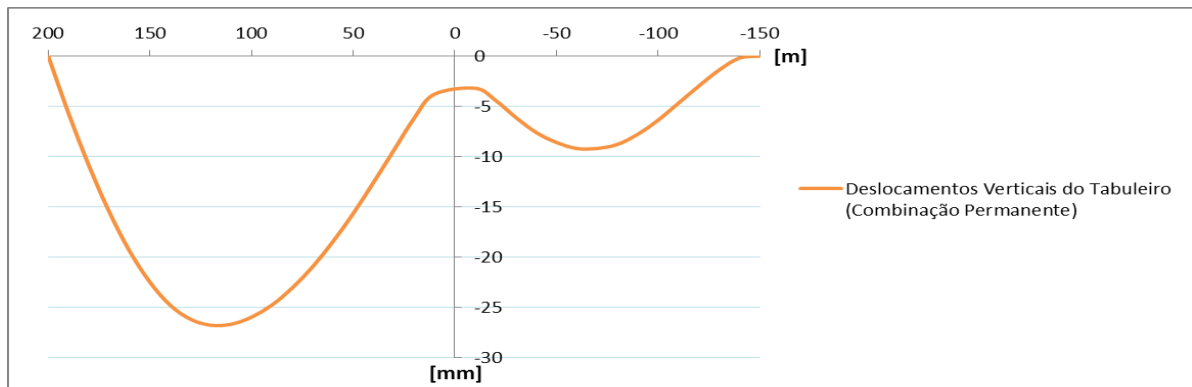


Figura 5.29 - Deslocamentos verticais no tabuleiro

O tabuleiro tem um deslocamento vertical máximo de 26.8 mm no vão de 200 metros. Este deslocamento é bastante reduzido comparativamente com o vão

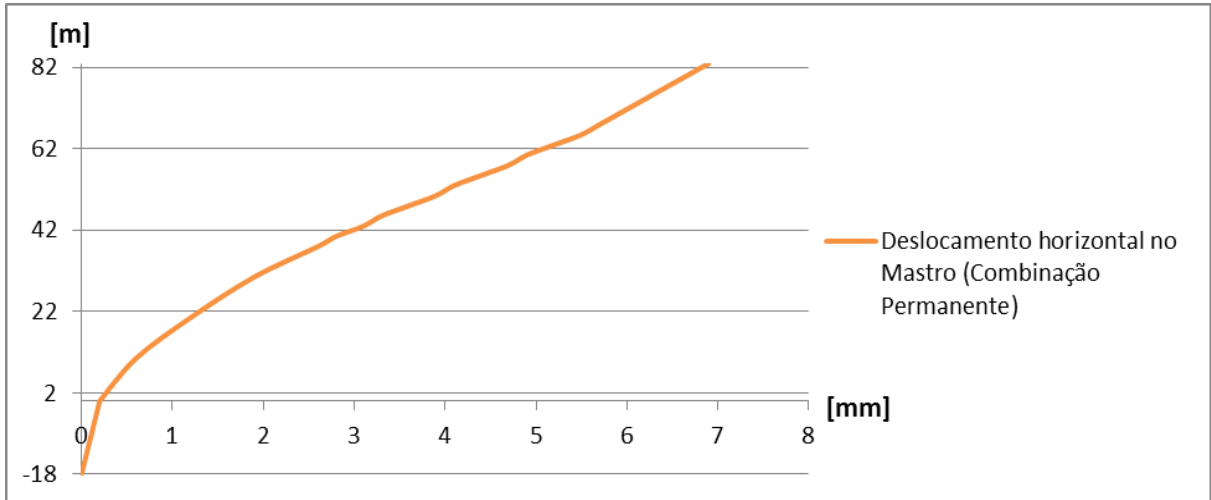


Figura 5.30 - Deslocamentos horizontais do mastro

O mastro tem, tal como o tabuleiro, um deslocamento bastante reduzido, atingindo no seu topo o deslocamento máximo de 6.9 mm.

Pode-se concluir que os deslocamentos obtidos são bastante reduzidos, e que a estrutura está equilibrada para esta combinação.

Os diagramas de esforços também foram extraídos para esta combinação. Os esforços axiais e momentos flectores actuantes no tabuleiro são apresentados nas Figura 5.31 e 5.32, respectivamente.

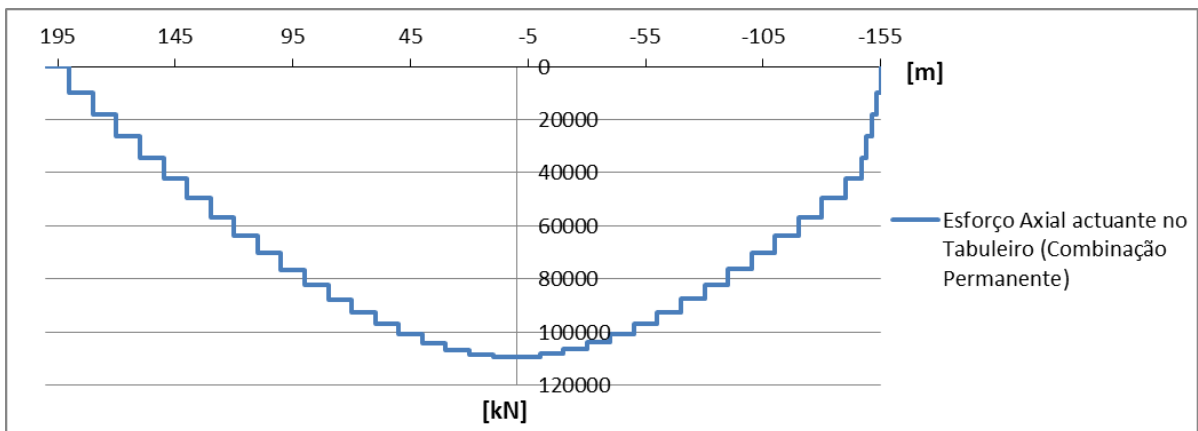


Figura 5.31 - Esforço axial actuante no tabuleiro

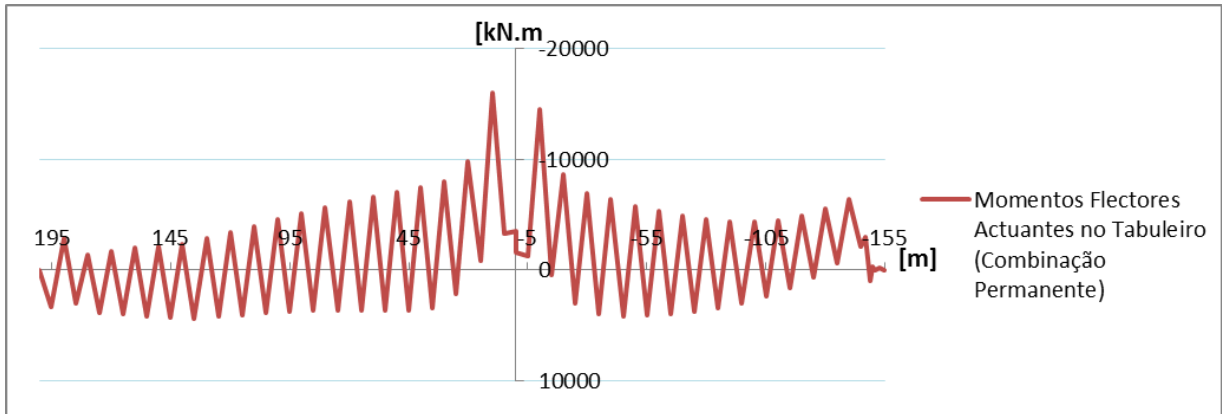


Figura 5.32 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro

Os diagramas de esforços axiais e de momentos flectores actuantes no mastro são apresentados na Figura 5.33 e 5.34, respectivamente.

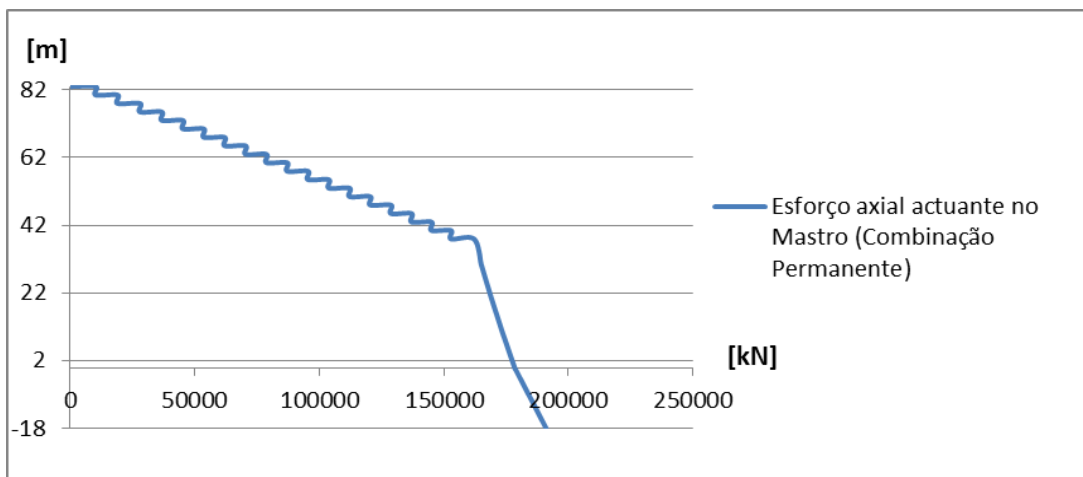


Figura 5.33 - Esforço axial actuante no mastro

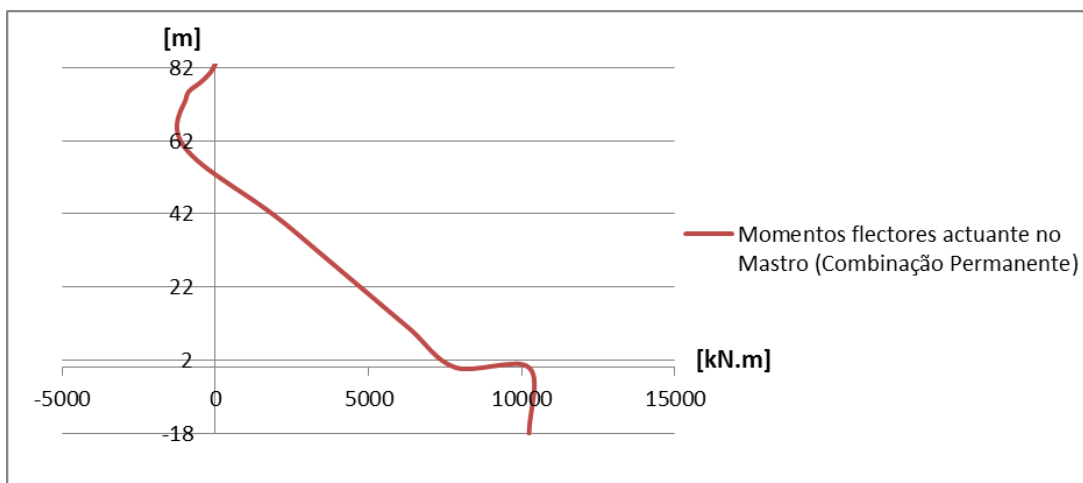


Figura 5.34 - Momentos flectores actuantes no mastro

Os esforços axiais actuantes nos tirantes são apresentados na Figura 5.35.

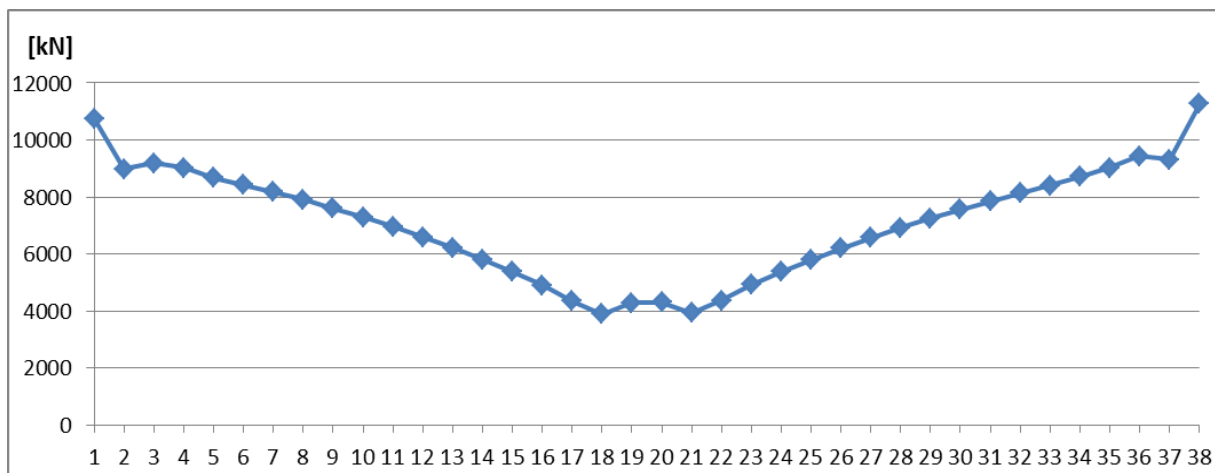


Figura 5.35 - Esforços axiais actuantes nos tirantes

Observando os valores dos esforços é possível verificar que estes se aproximam dos valores esperados pelo modelo teórico. Desta forma, podemos concluir que a estrutura tem o comportamento esperado e que está em equilíbrio.

5.4.2.2 Combinação Frequente

Depois de extraídos os esforços e deslocamentos da estrutura para a combinação permanente foram retirados os deslocamentos para a combinação frequente, de modo a entender o funcionamento da estrutura quando actuam diversas sobrecargas. Esta combinação é importante para entender qual o comportamento da estrutura numa fase de utilização corrente.

O primeiro elemento estudado foi o tabuleiro. Foi considerado em primeira análise um carregamento total dos dois vãos. Os resultados dos deslocamentos verticais no tabuleiro são apresentados na Figura 5.36.

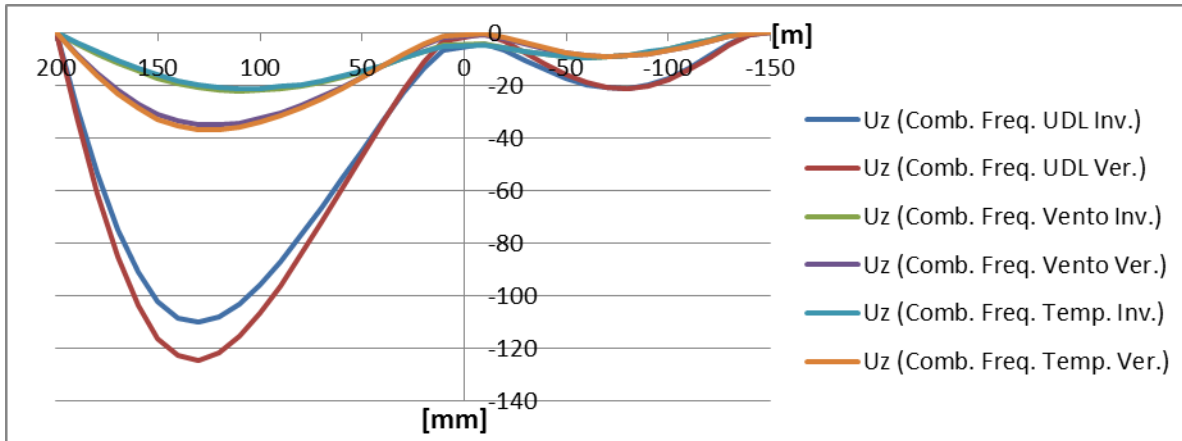


Figura 5.36 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (U_z)

Como é possível observar, os maiores deslocamentos verticais no tabuleiro devem-se às duas combinações em que a sobrecarga de tráfego rodoviário é predominante, sendo que o deslocamento máximo é verificado na combinação de verão. Esta diferença deve-se à extensão dos tirantes devido ao aumento das temperaturas.

Os deslocamentos horizontais no plano longitudinal são apresentados na Figura 5.37.

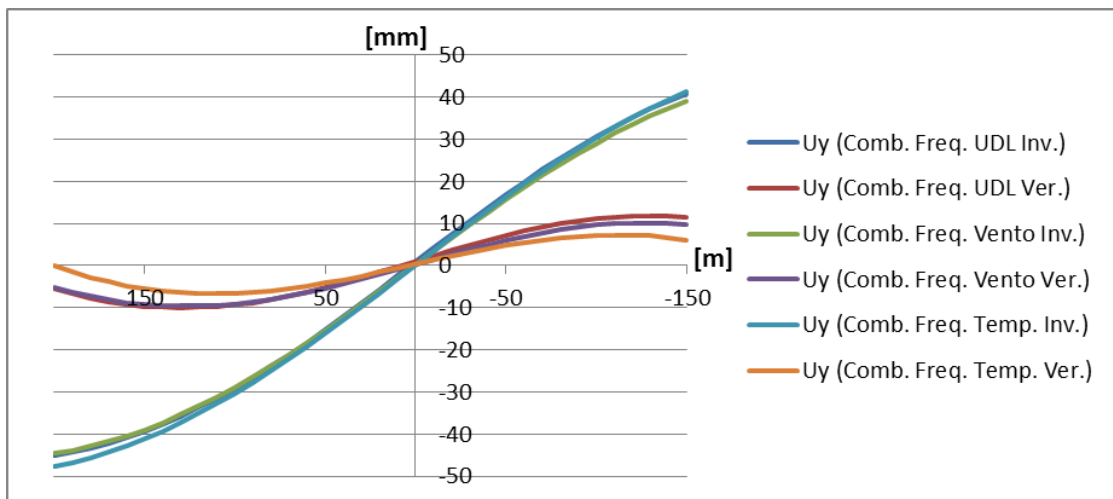


Figura 5.37 - Deslocamentos longitudinais no tabuleiro (U_y)

Este deslocamento é referente à extensão do tabuleiro e é mais significativo nas combinações de inverno. Estes deslocamentos longitudinais são provocados também pelas altas compressões a que o tabuleiro está solicitado.

Os deslocamentos horizontais no tabuleiro, perpendiculares ao plano longitudinal da estrutura, são apresentados nas Figura 5.38.

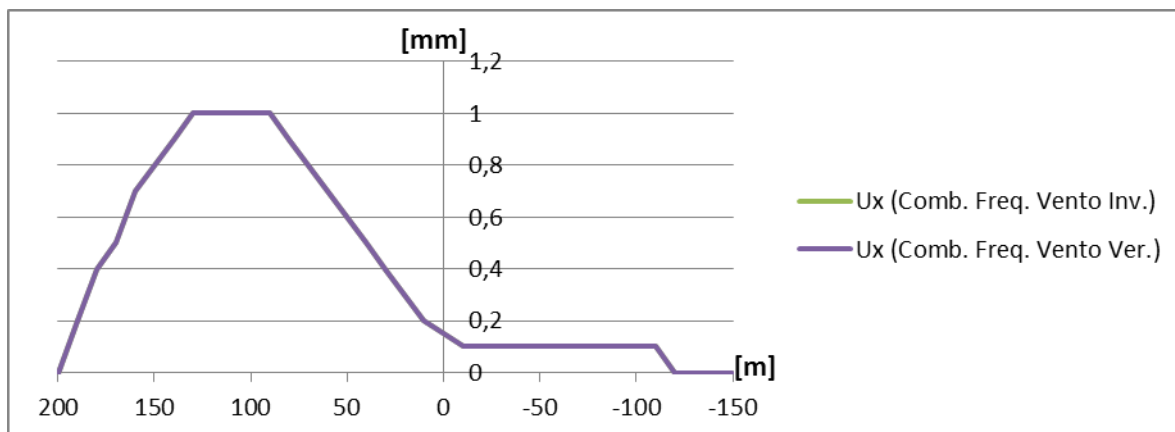


Figura 5.38 - Deslocamento horizontal no tabuleiro perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (U_x)

O deslocamento em x existe apenas nas combinações em que a acção do vento é predominante. Nestes resultados a importância das diferenças uniformes de temperatura não é notada

Em seguida foram estudados os deslocamentos horizontais no mastro nas duas direcções. Os deslocamentos horizontais no mastro no plano longitudinal da estrutura são apresentados na Figura 5.39.

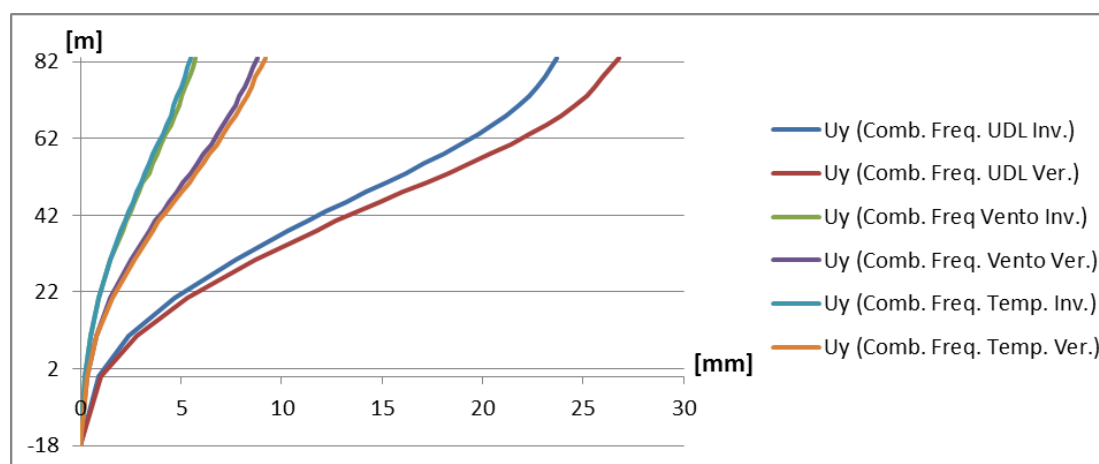


Figura 5.39 - Deslocamentos horizontais no mastro no plano longitudinal da estrutura (U_y)

Tal como no tabuleiro, as combinações que influenciam mais os deslocamentos horizontais na direcção y são as que têm como acção predominante a sobrecarga de tráfego rodoviário. É importante também verificar que o aumento das temperaturas provoca deformações acrescidas. Isto deve-se em muito ao aumento do comprimento do tabuleiro na sua direcção longitudinal, também devido às variações de temperatura.

Os deslocamentos horizontais no mastro, no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura são dados na Figura 5.40.

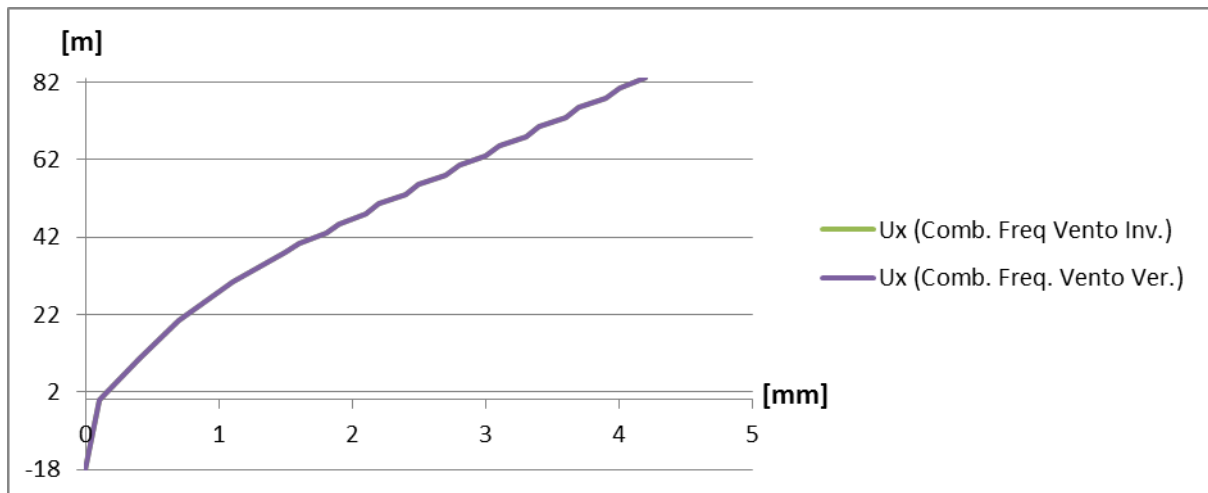


Figura 5.40 - Deslocamentos horizontais no mastro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (U_x)

Os deslocamentos perpendiculares ao plano longitudinal, são mais uma vez provocados pela acção do vento. Estes deslocamentos não são afectados pelas diferenças uniformes de temperatura.

Após analisar os deslocamentos nos vários elementos da estrutura, foi possível verificar que as combinações que apresentam efeitos mais importantes são as que têm como sobrecarga predominante a acção de tráfego rodoviária. Desta forma, foi feita uma comparação dos deslocamentos obtidos anteriormente, com uma disposição não uniforme da sobrecarga

rodoviária. Esta disposição passa por colocar apenas um dos vãos completamente carregado e comparar os seus efeitos com os obtidos anteriormente.

O vão escolhido para o carregamento parcial da estrutura foi o vão com o comprimento de 200 metros, pois é o caso que produz efeitos mais adversos na estrutura.

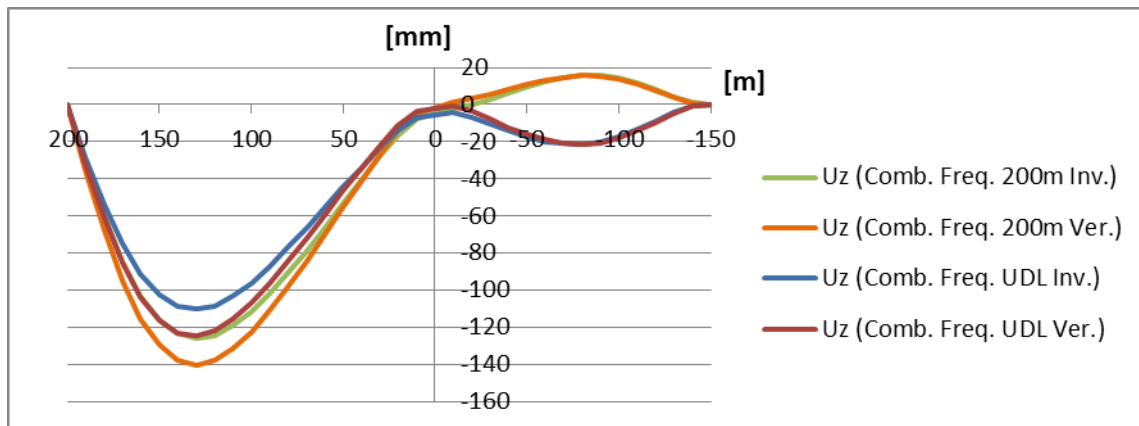


Figura 5.41 - Deslocamentos verticais no tabuleiro (U_z)

Tal como é possível verificar nas linhas de deformada vertical da Figura 5.41, o tabuleiro está sujeito a deformações maiores para o carregamento parcial no vão carregado. Pode-se observar também, que no vão de 150 metros não carregado, há um levantamento do tabuleiro, ao contrário do que acontece no carregamento total.

Mais uma vez é possível observar a importância das diferenças de temperatura. Estas provocam diferenças de deformações importantes e têm de ser consideradas.

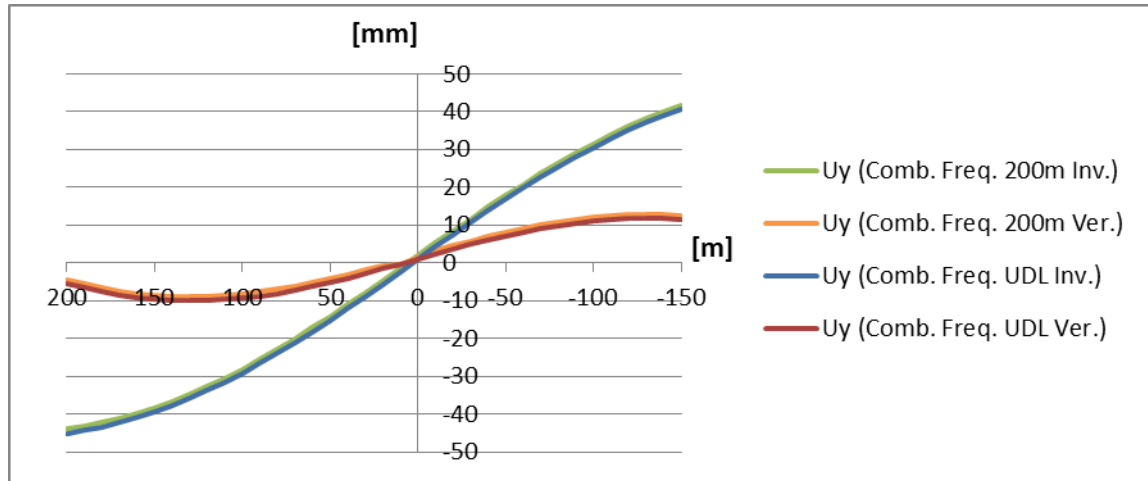


Figura 5.42 - Deslocamentos longitudinais no tabuleiro (U_y)

As extensões de comprimento do tabuleiro não são muito afectadas pelo carregamento parcial, tal como é possível observar na Figura 5.42. Estas extensões têm como factor condicionante as diferenças de temperatura.

Os deslocamentos horizontais no mastro foram também estudados e apresentam a configuração demonstrada pelas linhas de tendência na Figura 5.43.

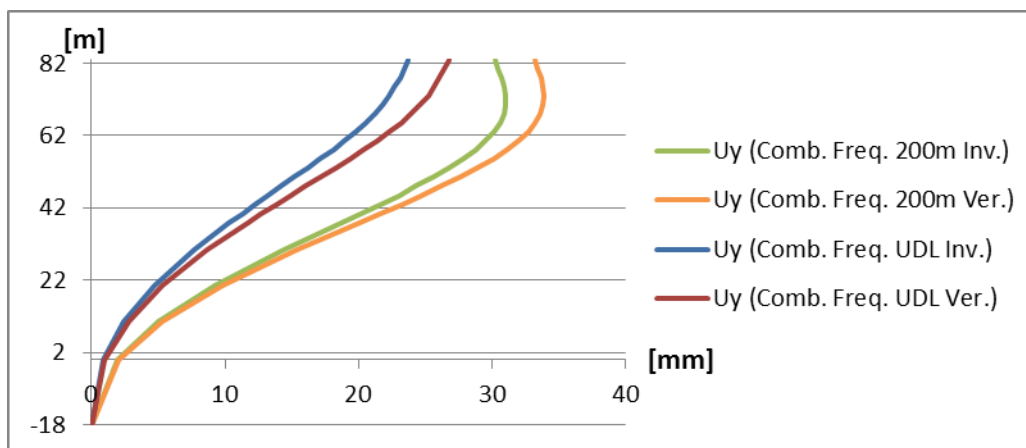


Figura 5.43 - Deslocamentos horizontais no mastro no plano longitudinal da estrutura (U_y)

Depois de analisados os resultados, pode-se verificar que os deslocamentos horizontais do mastro são maiores nos carregamentos parciais. Também é possível observar que o deslocamento não aumenta de forma linear e que é amplamente afectado no topo do mastro, pelos tirantes de equilíbrio. Mais uma vez as diferenças de temperatura têm uma importância relevante, aumentando as deformações numa situação de Verão e diminuindo numa situação de Inverno.

5.4.2.3 Estado Limite Último

Para uma análise de esforços foi utilizado o Estado Limite Último. Esta combinação permite obter os esforços mais condicionantes, daí a sua escolha para esta análise.

Tal como nas análises anteriores, o primeiro elemento a ser estudado foi o tabuleiro. Foram retirados os esforços axiais e momentos flectores nos planos longitudinais e transversais. Os resultados são apresentados nas Figuras 5.44 e 5.45, respectivamente.

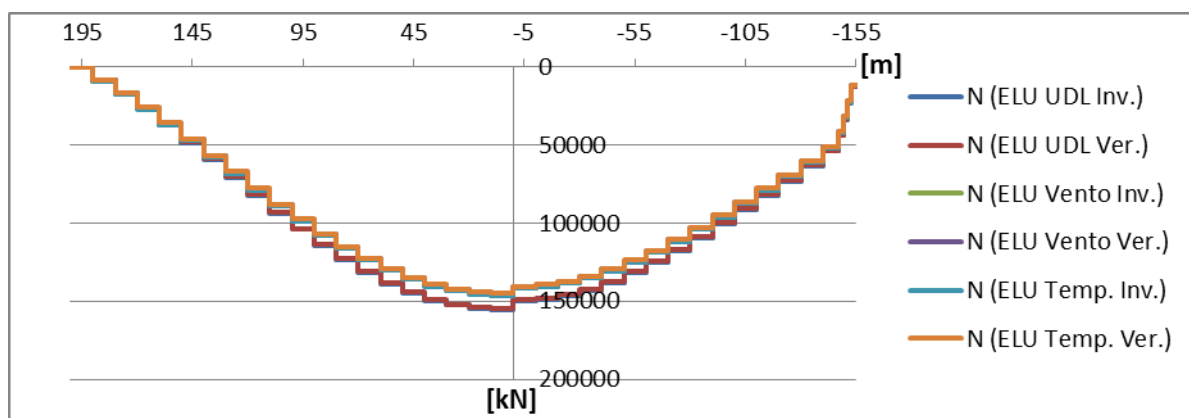


Figura 5.44 - Esforço axial actuante no tabuleiro (N)

Tal como é possível observar na Figura 5.44, as combinações que têm as acções de tráfego como predominantes, são as que provocam esforços axiais superiores no tabuleiro. Para este caso as acções térmicas não foram de grande importância, visto que os seus efeitos não foram notórios.

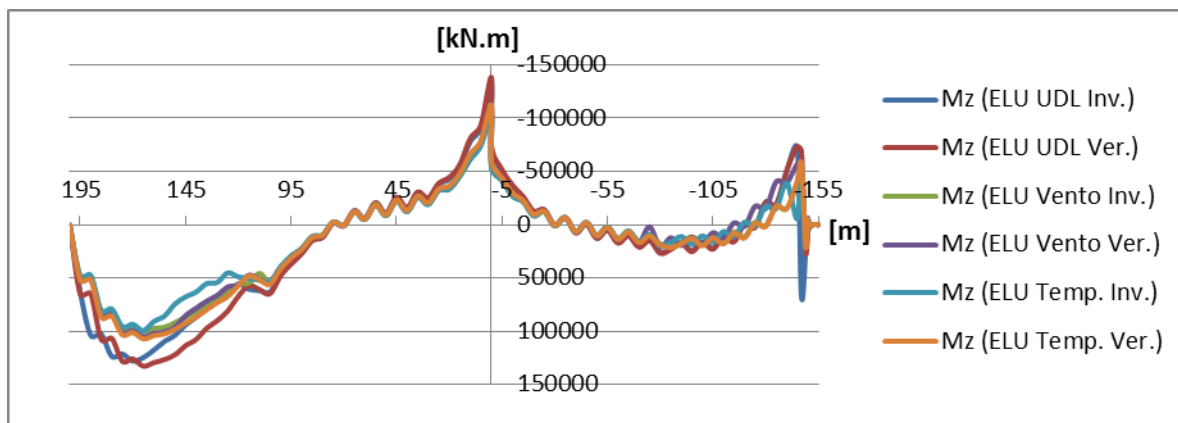


Figura 5.45 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (M_z)

Os momentos flectores actuantes são de maior importância, mais uma vez nas combinações que têm acções de tráfego como principais. Os momentos flectores atingem maior valor a um quarto do vão de 200 metros, na ligação do tabuleiro com o mastro e na zona das ancoragens dos tirantes de equilíbrio.

Para o Estado Limite Último os diagramas dos momentos flectores não são parecidos com os da combinação permanente. Isto deve-se ao facto da estrutura estar sujeita a grandes deformações, aumentando os efeitos de segunda ordem.

A acção do vento provoca esforços na direcção perpendicular ao plano longitudinal. Os diagramas de momentos flectores actuantes no tabuleiro são apresentados na Figura 5.46.

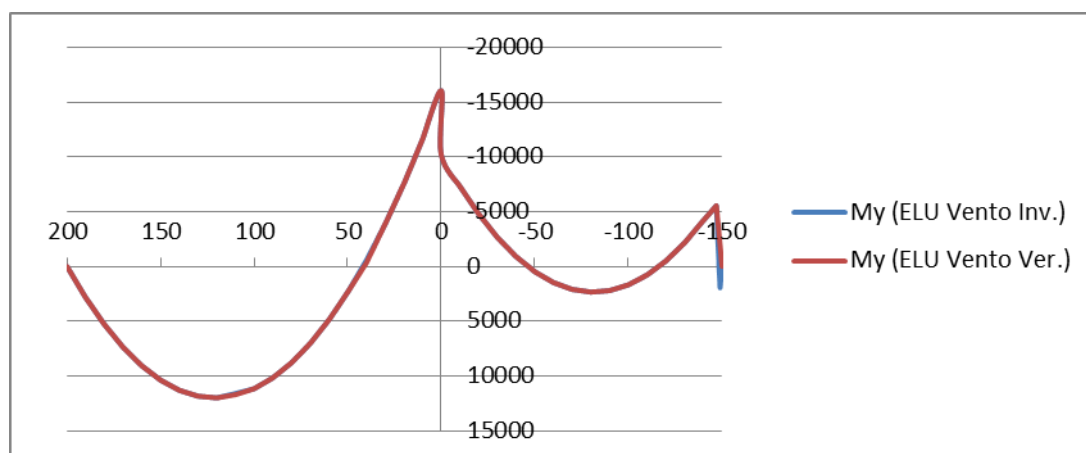


Figura 5.46 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (M_y)

Os momentos flectores atingem valores consideráveis em algumas secções do tabuleiro. Mas a sua importância acaba por ser reduzida pela grande inércia que o tabuleiro apresenta nesta direcção.

O mastro foi o elemento estudado em seguida. Este está sujeito a elevados esforços de compressão e momentos flectores. Os esforços actuantes são apresentados nas figuras 5.47 e 5.48, respectivamente.

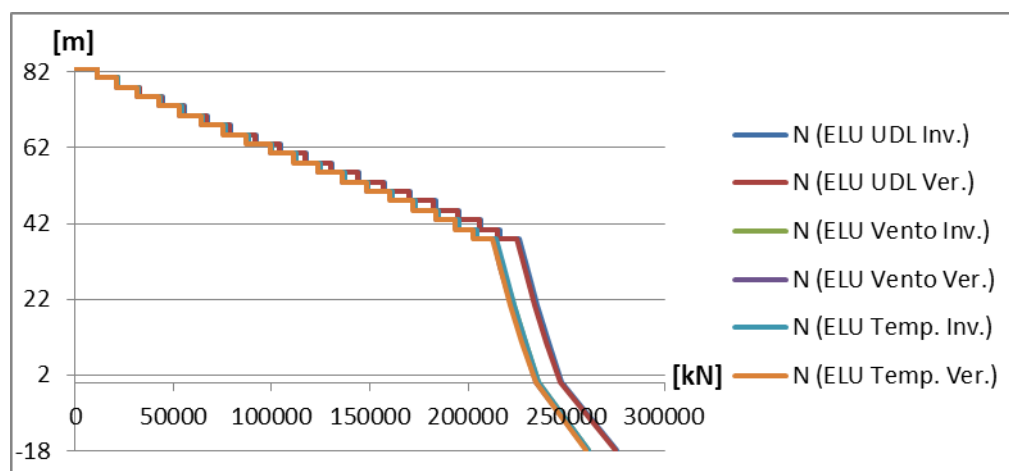


Figura 5.47 - Esforço axial actuante no mastro (N)

A forma do diagrama dos esforços axiais actuantes no mastro mantém-se uniforme em todas as combinações. Isto sugere que este é pouco afectado por deformações do elemento. Nesta análise, tal como no tabuleiro, as combinações que mais afectam a estrutura são as que têm como predominante as cargas rodoviárias.

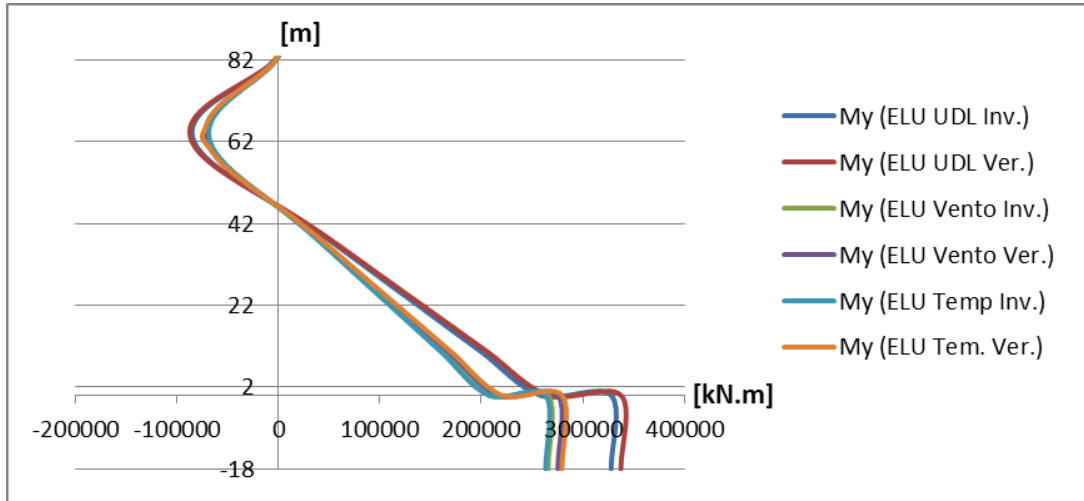


Figura 5.48 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano longitudinal da estrutura (M_y)

Os momentos flectores actuantes no mastro atingiram valores muito importantes nesta análise. Este aumento dos momentos flectores não se deve directamente ao maior valor de carregamento, mas sim em relação às grandes deformações a que o elemento está sujeito. O diagrama mais condicionante é mais uma vez o que está relacionado com a maior carga rodoviária.

O mastro está também sujeito a momentos flectores na direcção perpendicular ao plano longitudinal. Estes momentos são provocados pela acção do vento. Os seus diagramas são apresentados na Figura 5.49.

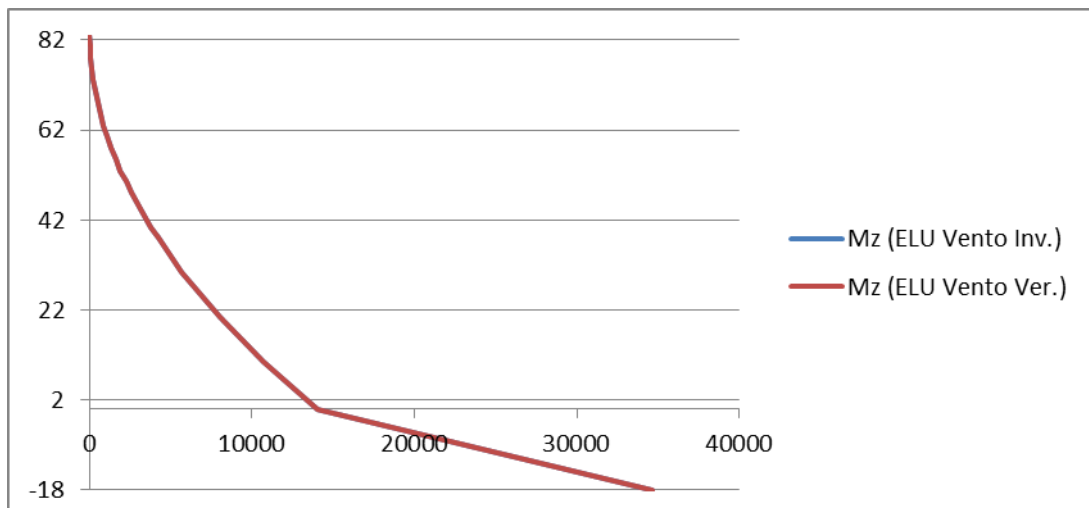


Figura 5.49 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (M_z)

Os momentos flectores actuantes no mastro, devido à acção do vento, não atingem valores significativos, comparativamente com os valores atingidos na direcção perpendicular. As acções térmicas não têm qualquer influência tal como é possível verificar.

Foi também feita uma análise aos esforços axiais actuantes nos tirantes. Para esta análise foram consideradas apenas as combinações que tinham como cargas principais as sobrecargas rodoviárias. Esta escolha deveu-se ao facto de estas se terem demonstrado mais condicionantes nas análises anteriores. Os esforços axiais são apresentados na Figura 5.50.

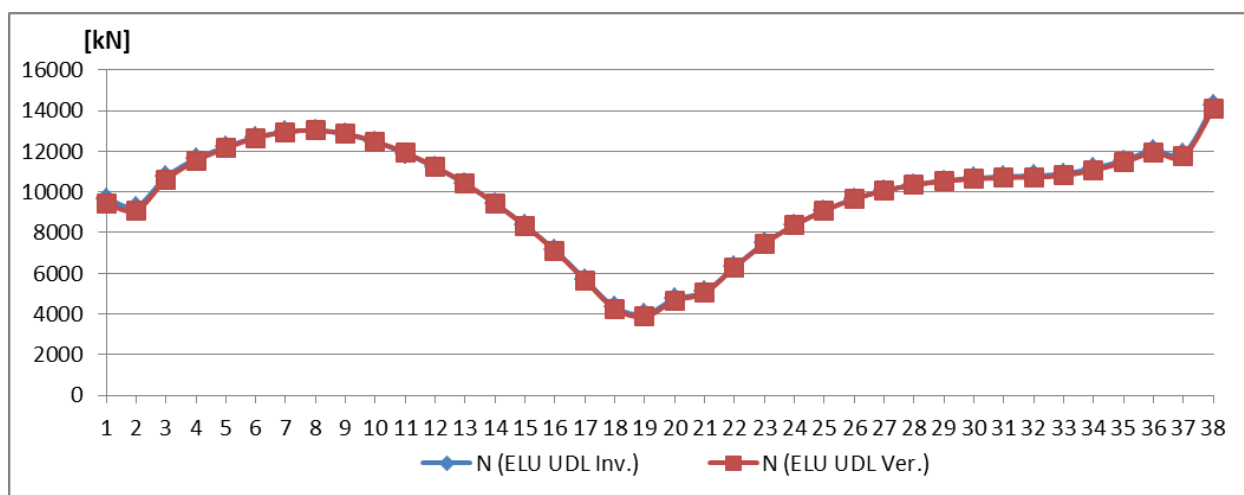


Figura 5.50 - Esforços axiais actuantes nos tirantes (N)

Após analisar as linhas de tendência dos esforços axiais foi possível verificar que não existe grande diferença nos esforços axiais actuantes.

Para uma análise mais aprofundada dos esforços actuantes na estrutura, tal como foi feito na análise de esforços, procedeu-se à simulação de um carregamento rodoviário assimétrico do tabuleiro. O vão considerado carregado foi o de 200 metros, por ser o que provoca maiores esforços na estrutura. Os resultados serão depois comparados com os obtidos

anteriormente nas análises com o carregamento total do tabuleiro. As combinações consideradas são que têm como predominante a acção rodoviária.

As figuras 5.51 e 5.52 fazem a comparação entre os diagramas de esforços axiais e momentos flectores actuantes no tabuleiro, para os dois tipos de carregamento.

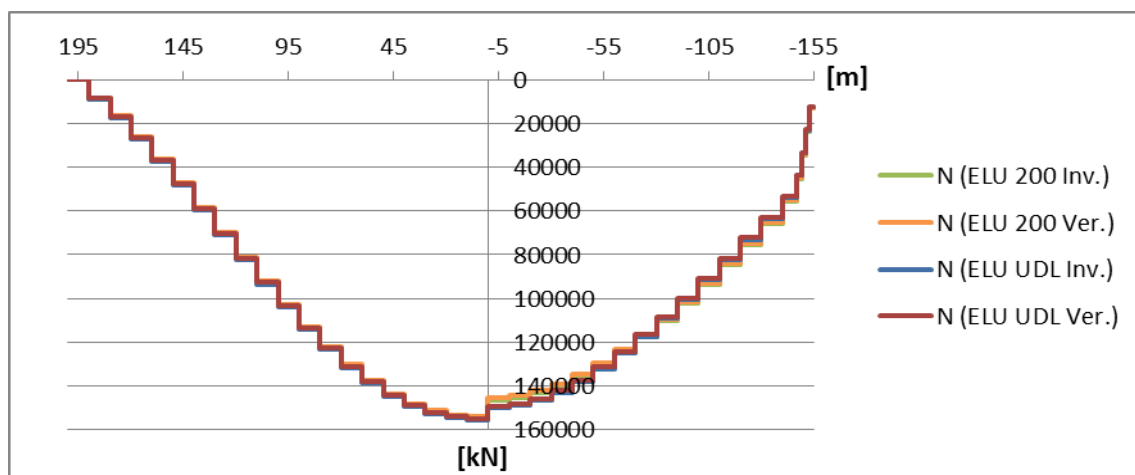


Figura 5.51 - Esforço axial actuante no tabuleiro (N)

Os esforços axiais são idênticos, apresentando apenas algumas diferenças no vão de 150 metros. Este carregamento assimétrico provoca menos esforços axiais nos tirantes, reduzindo desta forma a componente horizontal transmitida ao tabuleiro pelos mesmos.

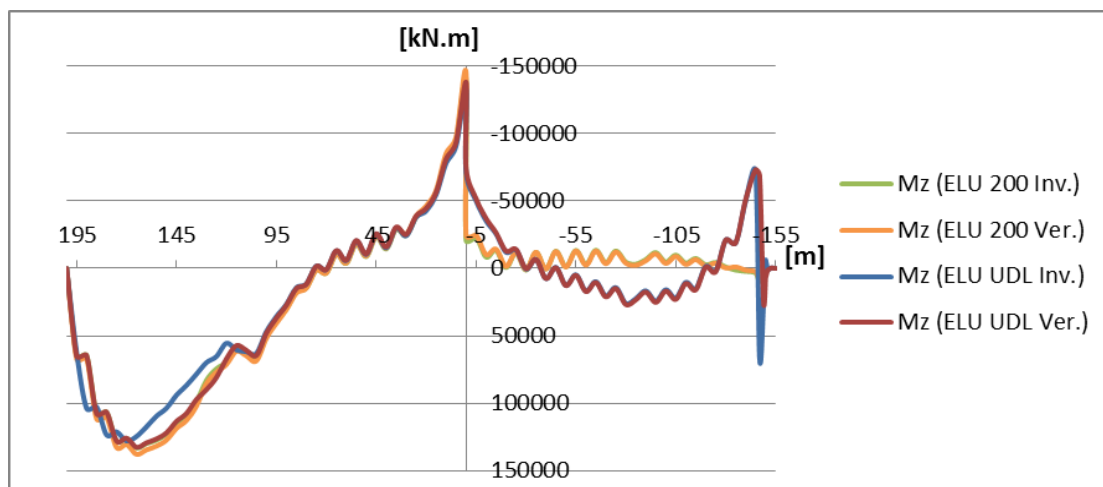


Figura 5.52 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (Mz)

Tal como nos esforços axiais, os momentos flectores são idênticos no vão de 200 metros e apresentam maiores diferenças no vão de 150 metros. Neste caso, todas as combinações têm tramos de tabuleiro em que são condicionantes. É possível verificar também que os momentos flectores são muito influenciados pelas deformações da estrutura.

Os esforços actuantes no mastro foram também comparados para as mesmas combinações estudadas anteriormente. Os diagramas de esforços axiais e momentos flectores actuantes são apresentados nas Figuras 5.53 e 5.54.

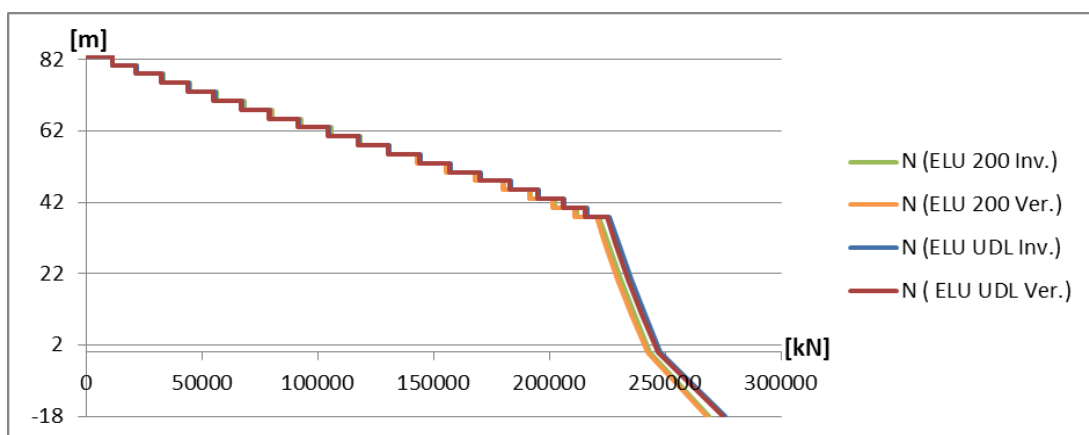


Figura 5.53 - Esforço axial actuante no mastro (N)

Após analisar os resultados, verificou-se que os esforços axiais actuantes durante o carregamento parcial são inferiores aos do carregamento total. Porém, a diferença não é muito substancial.

É importante referenciar que o diagrama de esforços axiais do mastro se mantém idêntico para todas as combinações estudadas, não se deixando afectar pelas grandes deformações a que a estrutura está sujeita.

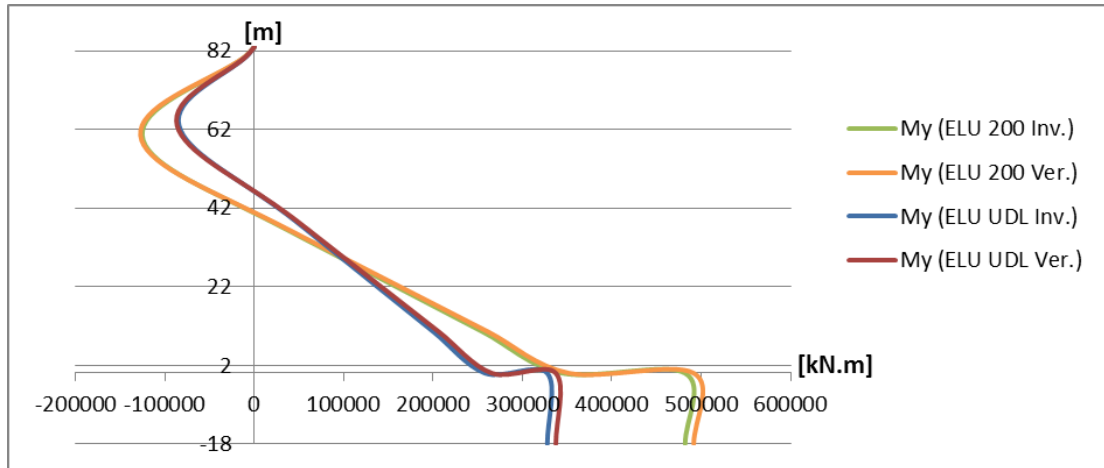


Figura 5.54 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano longitudinal da estrutura (My)

Os diagramas de momentos flectores actuantes no mastro são os que mais denotam o carregamento assimétrico. Este carregamento é condicionante na análise deste elemento, no que toca a momentos flectores, pois atinge os maiores valores em praticamente toda a sua extensão. As variações uniformes de temperatura não foram importantes para esta análise.

A comparação dos esforços axiais actuantes nos tirantes, para os dois carregamentos, é apresentada na Figura 5.55.

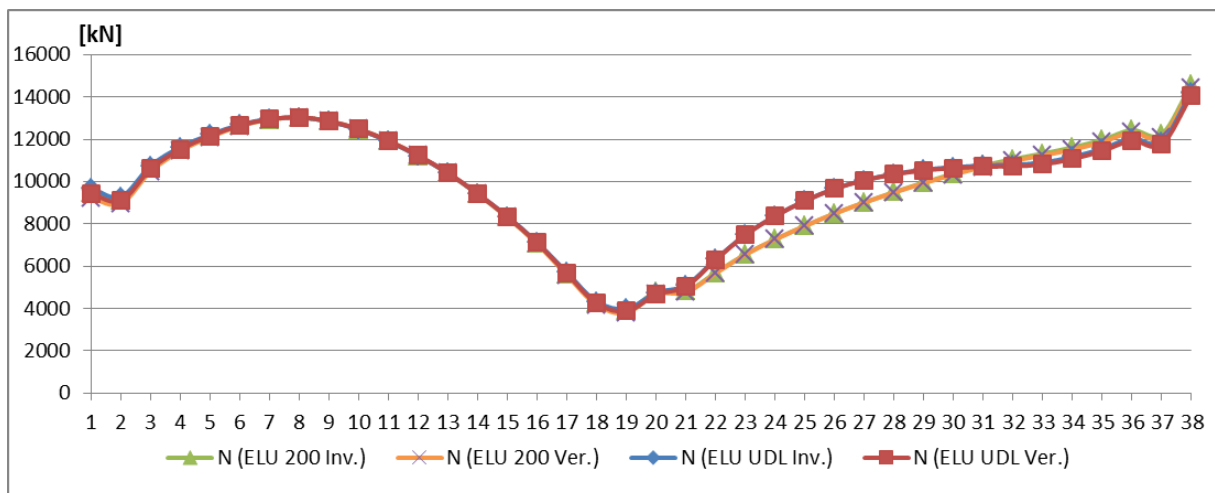


Figura 5.55 - Esforços axiais actuantes nos tirantes (N)

As curvas demonstram que o esforço axial provocado pela combinação de Verão com carregamento total é condicionante em grande parte dos tirantes. As maiores diferenças são nos tirantes ancorados ao vão de 150 metros. Esta comparação reforça a ideia que o esforço axial actuante nos tirantes está directamente ligado à deformação da estrutura.

5.4.3 Análise dinâmica

Para uma análise mais completa da estrutura, foi feita uma análise dinâmica. Esta análise passa por encontrar os modos de vibração própria e as suas frequências através de uma Análise Modal e uma Análise Sísmica através dos espectros sísmicos de cálculo regulamentares.

A acção do vento devia ter sido estudada como uma acção dinâmica, pois a estrutura em estudo é considerada uma estrutura especial e sensível a esse tipo de solicitação. No entanto, uma análise dinâmica à acção do vento não seria possível no programa de cálculo utilizado. A melhor forma de o fazer seria através de um modelo à escala testado num túnel de vento. Desta forma uma análise desse tipo não foi possível de executar.

5.4.3.1 Análise Modal

A análise modal executada teve apenas contribuição das massas para as direcções x e y do referencial considerado. Ou seja, não foram consideradas contribuições de massa para vibrações verticais.

O critério para a escolha dos modos de vibração mais importantes foi o valor acumulado das contribuições de massa em cada direcção. O valor mínimo estipulado para o acumulado foi de 90%.

A Tabela 5.30, mostra qual a frequência de cada modo de vibração e o valor acumulado de contribuição de massa nas duas direcções estudadas.

Tabela 5.30 - Frequência e massa mobilizada por cada modo de vibração

Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Massa mobilizada em x (%)	Massa mobilizada em y (%)
1	0,38	17,01	0
2	0,66	44,15	0
3	1,53	44,15	59,96
4	1,66	75,56	59,96
5	1,93	80,53	59,96
6	2,34	81,57	59,96
7	2,86	81,57	85,14
8	3,75	81,57	96,21
9	4,19	89,96	96,21
10	4,44	91,02	96,21

Depois de observar a Tabela 5.30, conclui-se que a estrutura tem 10 modos relevantes e que a frequência do primeiro modo de vibração é de 0.38 Hz. Esta frequência, embora baixa, é considerada normal para este tipo de estruturas. Este facto é justificado pelos seus grandes vãos e pela esbelteza dos seus elementos. Frequências tão baixas demonstram que este tipo de estruturas é muito sensível a acções dinâmicas.

Na Figura 5.56 são apresentados os 2 primeiros modos de vibração da estrutura.

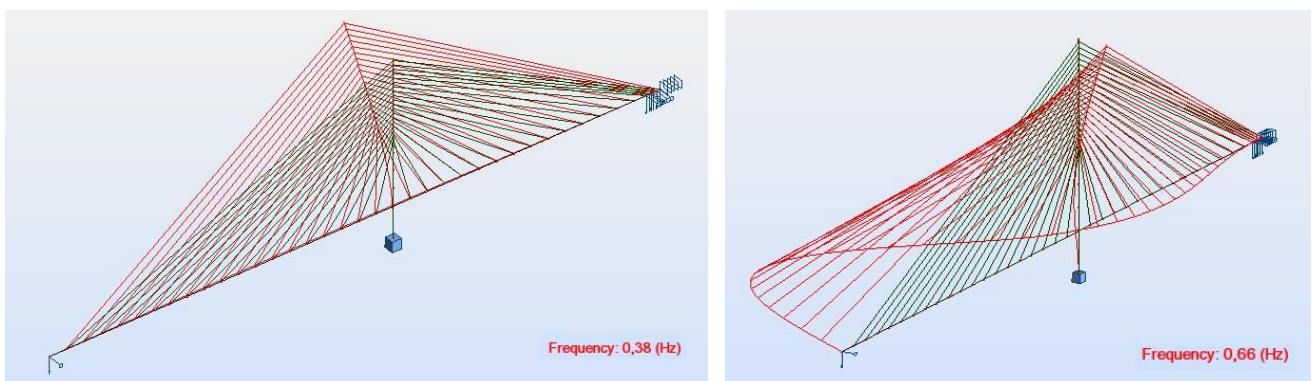


Figura 5.56 - Primeiro modo de vibração á esquerda e segundo modo de vibração à direita

5.4.3.2 Análise Sísmica

Esta análise foi feita utilizando os espectros sísmicos de cálculo, definidos no Eurocódigo 8. Estes espectros foram combinados nas duas direcções horizontais, tal como é demonstrado em seguida:

$$A_{Ed,1} = A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y} \quad 5.38$$

$$A_{Ed,2} = 0.3 \times A_{Ed,x} + A_{Ed,y} \quad 5.39$$

Para o caso em estudo, não se considerou a direcção vertical, pois a estrutura encontra-se a mais de 5 quilómetros de uma falha sísmica.

Tal como já foi descrito anteriormente, a combinação de acções sísmicas é a seguinte:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad 5.40$$

No entanto, depois de consultar o regulamento de acções sísmicas em pontes, verificou-se que $\psi_{2,i}$ tem um valor igual a zero. Este facto indica que não é considerada qualquer parcela de sobrecarga. Pode-se então concluir que as cargas consideradas para esta análise são o peso próprio, restantes cargas permanentes e acção sísmica regulamentar nas duas direcções. É importante frisar que estas combinações têm de ter em conta os dois tipos de acção sísmica existentes na zona da estrutura.

Para o cálculo dos espectros sísmicos, foi necessário consultar a zona sísmica de modo a saber qual a aceleração máxima de referência para cada tipo de acção sísmica, tal como é apresentado na Tabela 5.31.

Tabela 5.31 - Aceleração máxima de referência para cada zona sísmica

Portugal Continental		Acção Sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona Sísmica	Aceleração a_s (m/s ²)	Zona Sísmica	Aceleração a_s (m/s ²)
1312	Porto	1,6	0,35	2,5	0,8

Como se trata de uma estrutura especial que tem como função unir as margens de um rio, foi admitido que a sua classe de importância é de nível III. Esta é uma classe de grande importância e é justificada por ser uma estrutura que em caso de catástrofe deve ter o mínimo de dano, de modo a manter a sua utilidade. A classe de importância traduz-se num coeficiente γ_1 com um valor igual a 1.3. O coeficiente γ_1 deve afectar a aceleração máxima de referência.

Foi ainda necessário admitir o tipo de solo em que a estrutura está apoiada. Para este caso foi admitido um solo do Tipo B. Este solo traduz-se nos factores definidos na Tabela 5.32.

Tabela 5.32 - Factores de cálculo dos espectros sísmicos

Acção Sísmica	Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	B	1,35	0,1	0,6	2
Tipo 2	B	1,35	0,1	0,25	2

O coeficiente de comportamento, q , foi considerado igual a 1.5 por se admitir que se trata de uma estrutura de ductilidade limitada.

Depois de definidos todos os factores, foram calculados os espectros sísmicos que são apresentados na Figura 5.57.

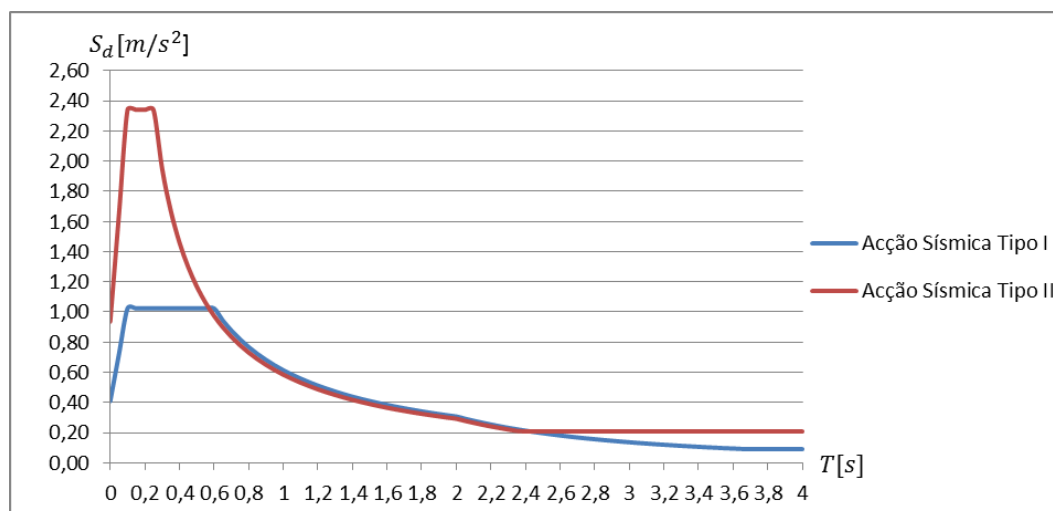


Figura 5.57 - Espectros sísmicos

No fim do processo de cálculo dos espectros, estes foram inseridos no programa de cálculo automático. As combinações definidas no programa têm a seguinte designação:

Acção Sísmica Tipo I

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y} \rightarrow \text{Sismo1_C1} \quad 5.41$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 0.3 \times A_{Ed,x} + A_{Ed,y} \rightarrow \text{Sismo1_C2} \quad 5.42$$

Acção Sísmica Tipo II

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y} \rightarrow \text{Sismo2_C1} \quad 5.43$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 0.3 \times A_{Ed,x} + A_{Ed,y} \rightarrow \text{Sismo2_C2} \quad 5.44$$

Foi então possível proceder à análise sísmica da estrutura, analisando deslocamentos e esforços em cada elemento e as reacções na base do pilar. Para a análise dos resultados ser feita de uma forma coerente, optou-se por comparar os resultados entre cada tipo de acção sísmica. As comparações são apresentadas em seguida:

$$\text{Comparação 1} \rightarrow \begin{cases} \text{Sismo1_C1} \\ \text{Sismo2_C1} \end{cases}$$

$$\text{Comparação 2} \rightarrow \begin{cases} \text{Sismo1_C2} \\ \text{Sismo2_C2} \end{cases}$$

5.4.3.2.1 Análise de deslocamentos

Tal como para a análise estática foram feitas análises de deslocamentos da estrutura. Foram feitas comparações entre os dois tipos de acção sísmica para a mesma combinação. A relevância destas comparações passa por entender qual o comportamento da estrutura quando está sujeita a um sismo próximo ou afastado.

O primeiro elemento estudado foi o tabuleiro e os seus deslocamentos na direcção perpendicular ao plano longitudinal são apresentados na Figura 5.58.

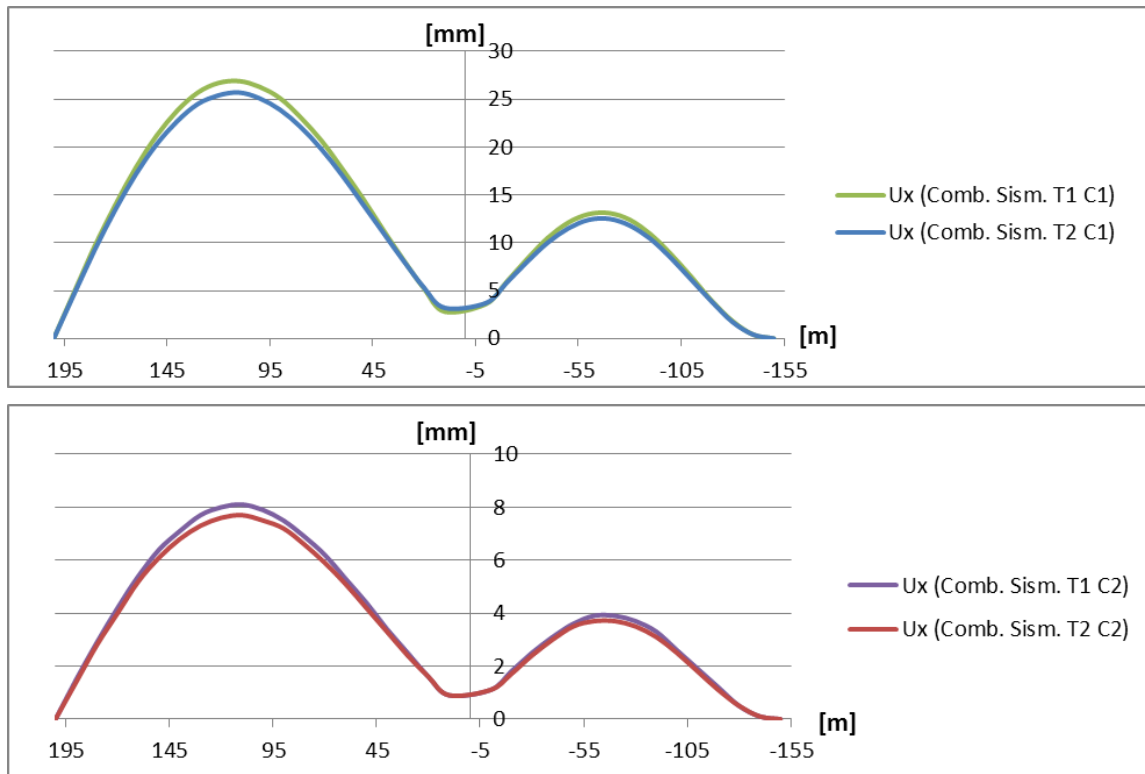


Figura 5.58 - Deslocamentos horizontais do tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (U_x).

Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2

Analisando os resultados pode-se observar que a acção sísmica do tipo I provoca deslocamentos horizontais ligeiramente superiores. É possível verificar também que existe um ligeiro deslocamento no mastro e que o maior deslocamento se encontra, naturalmente, a meio do vão de 200 metros.

Em seguida foram estudados os deslocamentos horizontais no plano longitudinal da estrutura. Os resultados são apresentados na Figura 5.59.

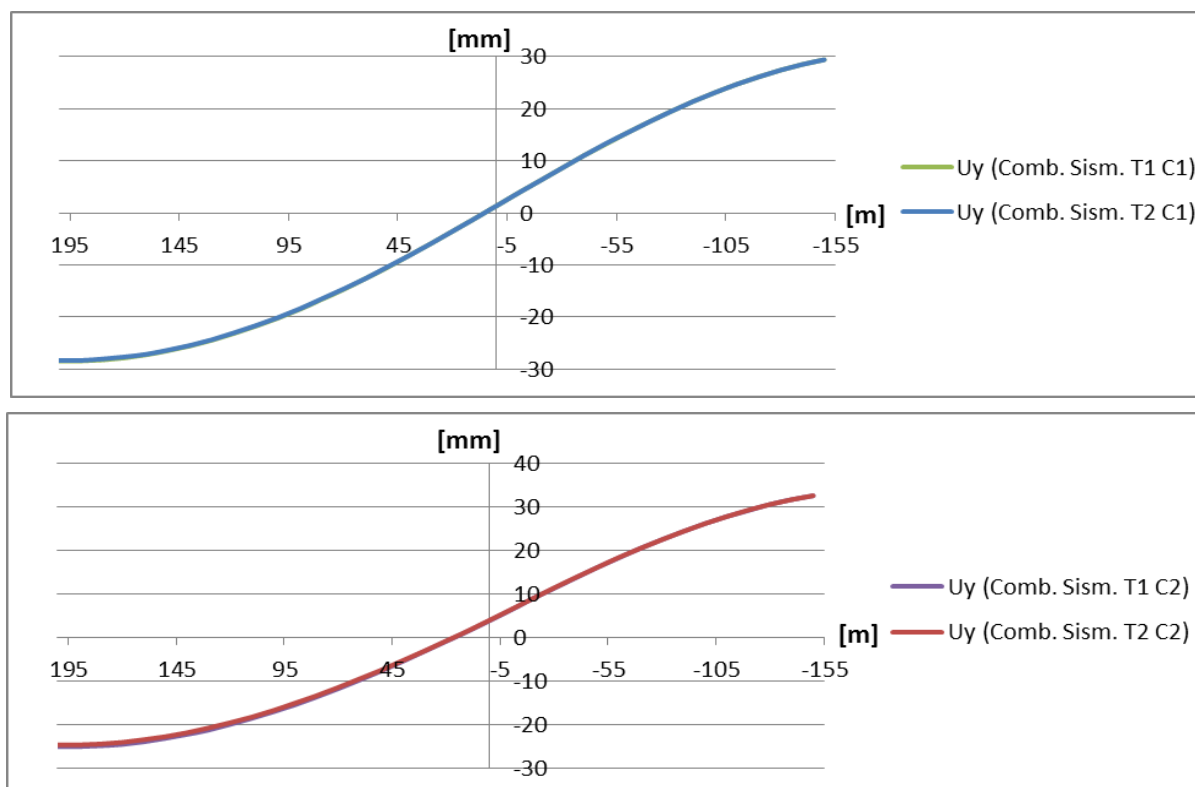


Figura 5.59 - Deslocamentos horizontais do tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (U_y). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2

Depois de analisados os resultados, verificou-se que as duas ações sísmicas não apresentam diferenças significativas em nenhuma das comparações. Verificou-se apenas que as diferenças dos efeitos provocados pelas ações sísmicas nesta direção aumentaram com o aumento de intensidade do sismo.

Os últimos deslocamentos analisados no tabuleiro foram os verticais. Estes são apresentados na Figura 5.60.

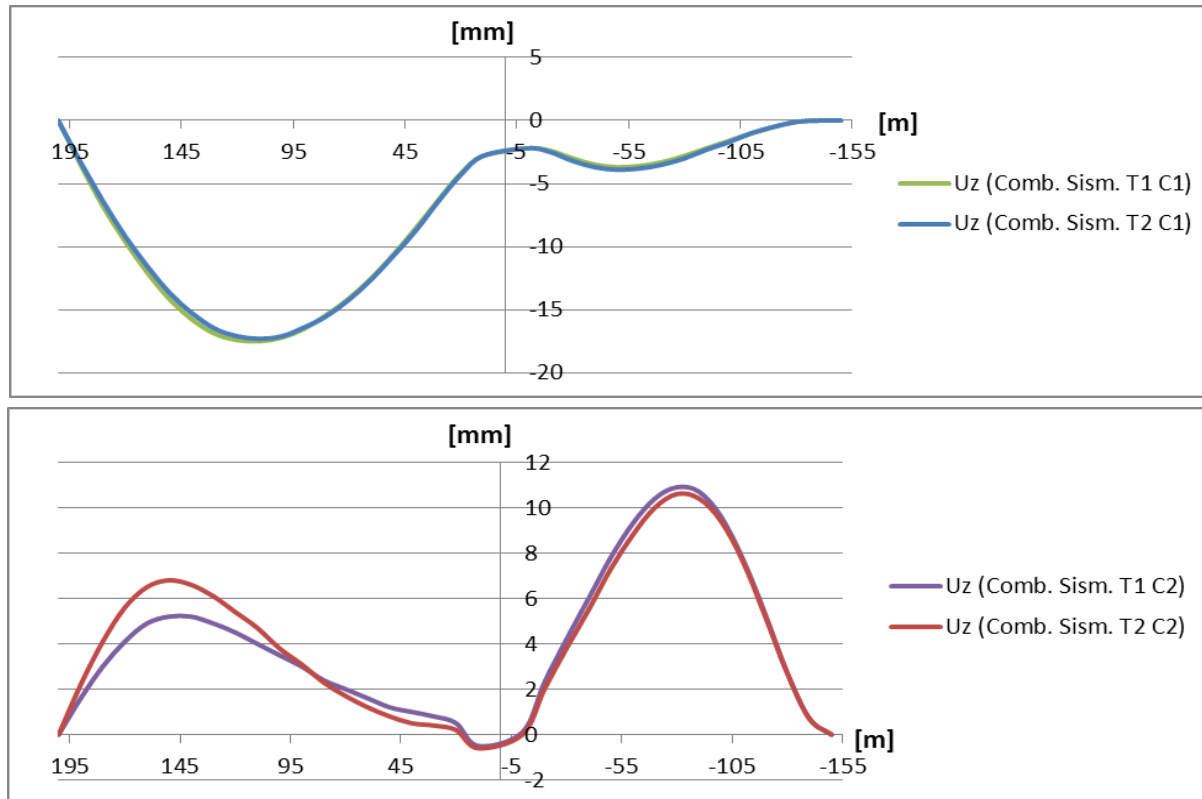


Figura 5.60 - Deslocamentos verticais do tabuleiro (U_z). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2

As diferenças de deslocamentos verticais para cada acção sísmica só são substanciais para a Comparação 2. Estes deslocamentos têm um sentido ascendente para a Comparação 2 e descendente para a Comparação 1, o que leva a concluir que estes se devem às oscilações do mastro e aos efeitos de segunda ordem existentes. Não é possível dizer qual o tipo de acção sísmica mais desfavorável, visto que esse facto se altera ao longo do tabuleiro.

O mastro foi o elemento estudado em seguida. Este é preponderante para o controlo dos deslocamentos da estrutura e tem o papel de garantir a estabilidade global. Para a sua análise foram considerados os deslocamentos horizontais nas duas direcções.

A primeira direcção estudada foi perpendicular ao plano longitudinal da estrutura. Os resultados são apresentados na Figura 5.61.

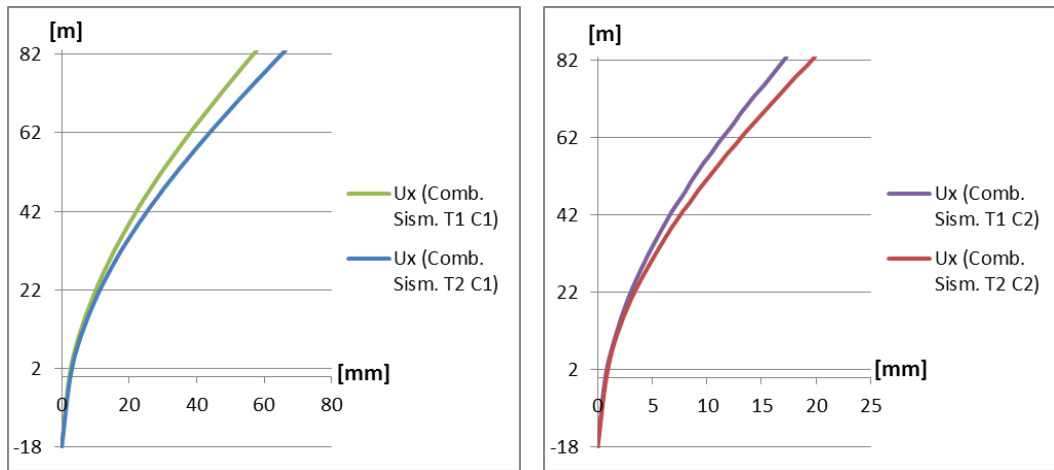


Figura 5.61 - Deslocamentos horizontais do mastro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (U_x). Esquerda: Comparação 1. Direita: Comparação 2

Após analisar os resultados, verificou-se que a diferença entre as duas acções sísmicas não se traduz na intensidade sísmica. Verificou-se também que a acção que provocou maiores deslocamentos no topo do mastro foi a acção sísmica tipo II.

Em seguida foram analisados os deslocamentos horizontais segundo o plano longitudinal da estrutura. Os resultados da análise são dados na Figura 5.62.

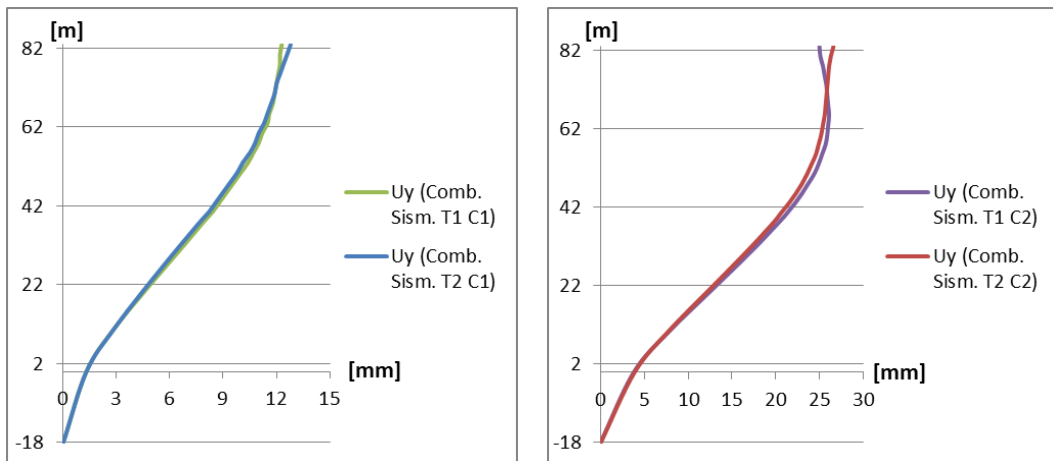


Figura 5.62 - Deslocamentos horizontais do mastro no plano longitudinal da estrutura (U_y). Esquerda: Comparação 1. Direita: Comparação 2

Observando os resultados é notória a importância dos tirantes de equilíbrio no controlo dos deslocamentos no topo do mastro.

É importante observar que a acção sísmica condicionante para o topo do mastro foi a do tipo II. A grande diferença de intensidade sísmica não significou uma grande diferença nos deslocamentos no topo do mastro.

5.4.3.2.2 Análise de esforços

A análise de esforços é importante para compreender o comportamento da estrutura quando solicitada a acções sísmicas. Esta análise foi feita aos diversos elementos estruturais e foram retirados os esforços axiais e momentos flectores actuantes nas duas direcções.

O primeiro elemento analisado foi o tabuleiro e os diagramas de esforços axiais actuantes são apresentados na Figura 5.63.

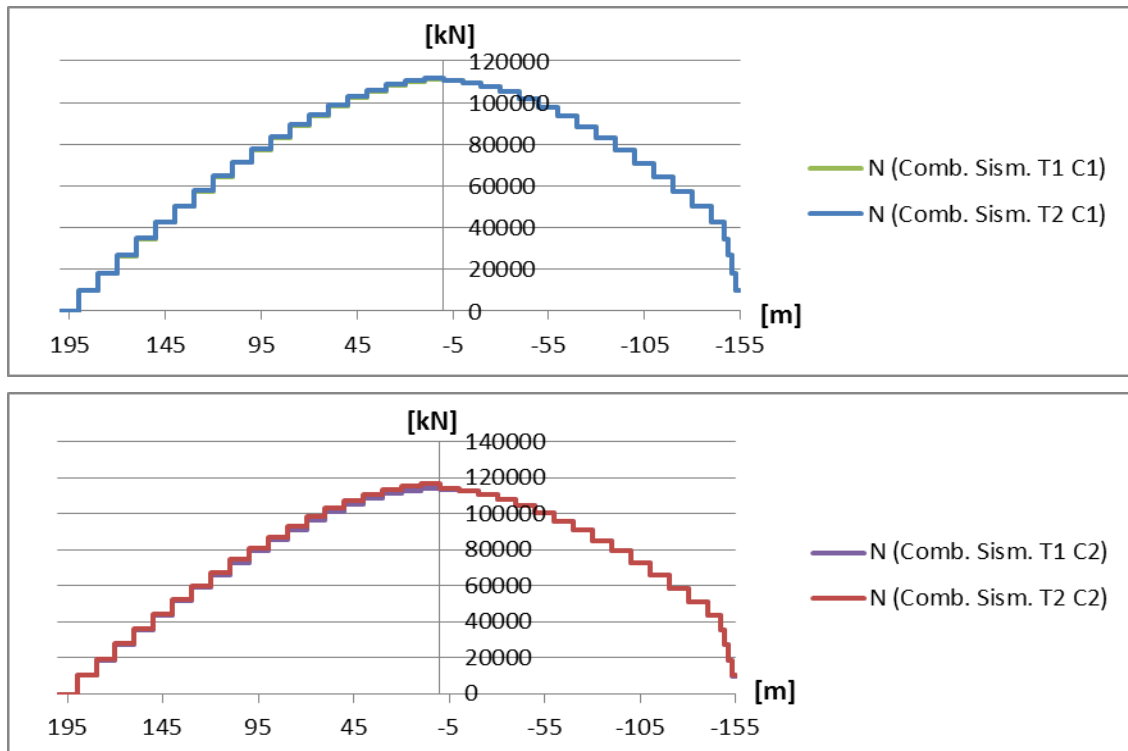


Figura 5.63 - Esforços axiais actuantes no tabuleiro (N). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2

Depois de analisados os diagramas de esforços axiais, verificou-se que a acção sísmica tem pouca influência. Pode-se também observar que o tipo de acção sísmica tem pouca relevância para o esforço axial neste elemento.

Em seguida foram analisados os momentos flectores provocados pela acção sísmica actuante na direcção perpendicular ao plano longitudinal da estrutura. Os diagramas de momentos flectores actuantes são apresentados na Figura 5.64.

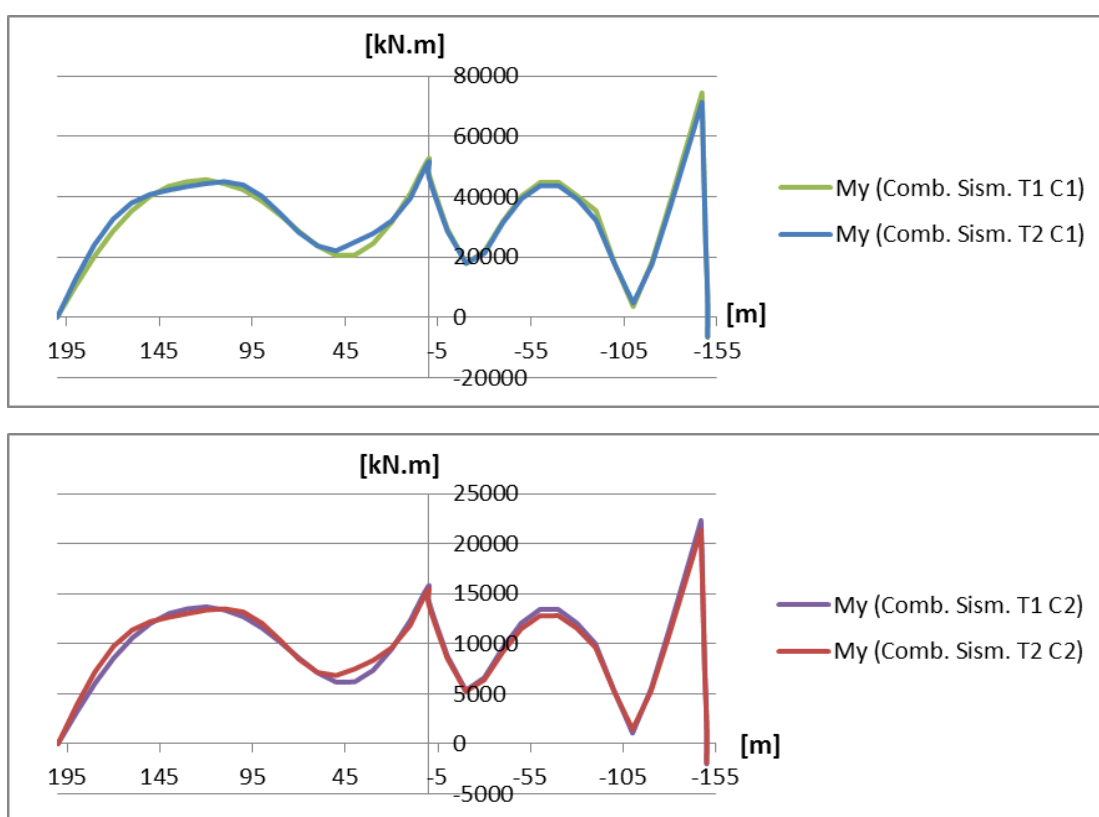


Figura 5.64 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (M_y). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2

Quando analisados os resultados pode-se observar que a acção sísmica mais condicionante é a do Tipo II, embora não exista uma diferença substancial entre os dois tipo de acção sísmica. Estes momentos flectores são de valores muito importantes, atingindo picos nos extremos e a meio de cada vão.

A última análise ao tabuleiro foi a relativa aos momentos flectores segundo o plano longitudinal da estrutura. Os diagramas de momentos flectores são apresentados na Figura 5.65.

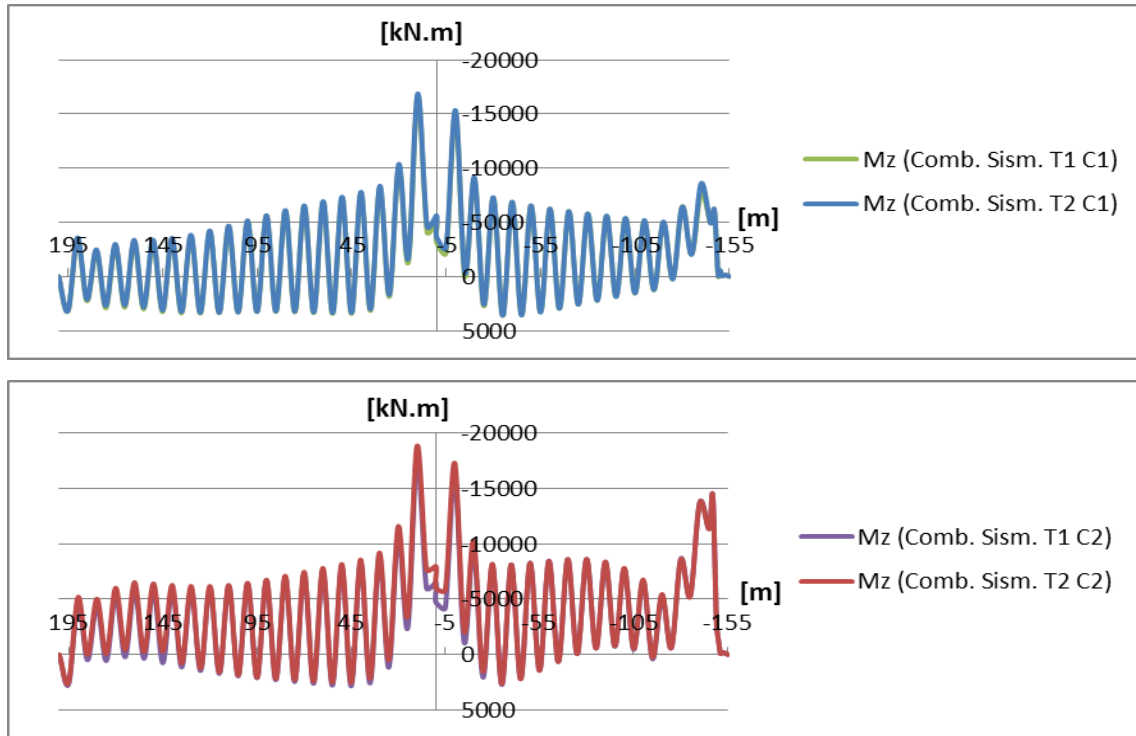


Figura 5.65 - Momentos flectores actuantes no tabuleiro no plano longitudinal da estrutura (M_z). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2

Os diagramas de momentos flectores, segundo o plano longitudinal da estrutura são idênticos aos que foram obtidos para a combinação permanente. Os seus valores máximos são atingidos na zona mais próxima do mastro e nas zonas das ancoragens dos tirantes de equilíbrio no tabuleiro. É ainda possível observar que são atingidos picos um pouco superiores para a Comparação 2

O último elemento analisado foi o mastro e tal como no tabuleiro foram estudados esforços axiais e momentos flectores actuantes nas duas direcções.

Na Figura 5.66 são apresentados os diagramas de esforços axiais.

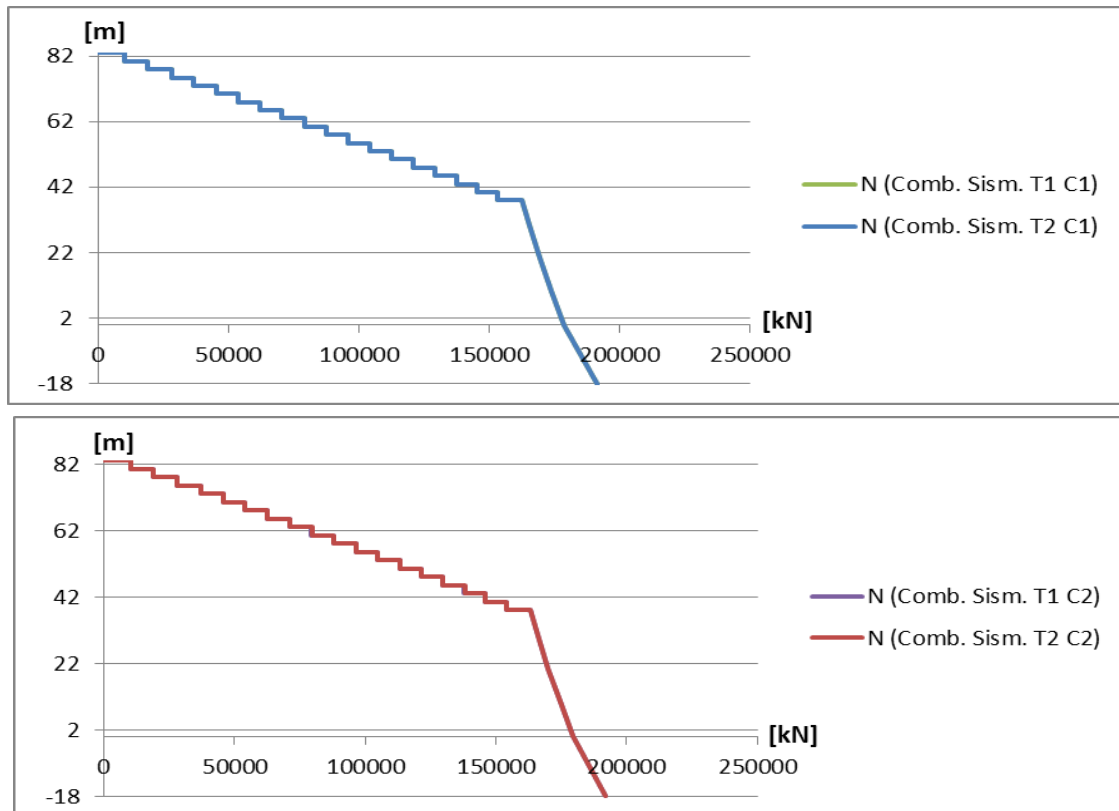


Figura 5.66 - Esforços axiais actuantes no mastro (N). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2

Depois de analisados os diagramas apresentados na Figura 5.66, pode-se concluir que o esforço axial não apresenta grandes diferenças para a acção sísmica. Este facto acontece por não ser considerada uma componente vertical da acção sísmica.

Os diagramas de momentos flectores actuantes segundo o plano longitudinal da estrutura são apresentados na Figura 5.67.

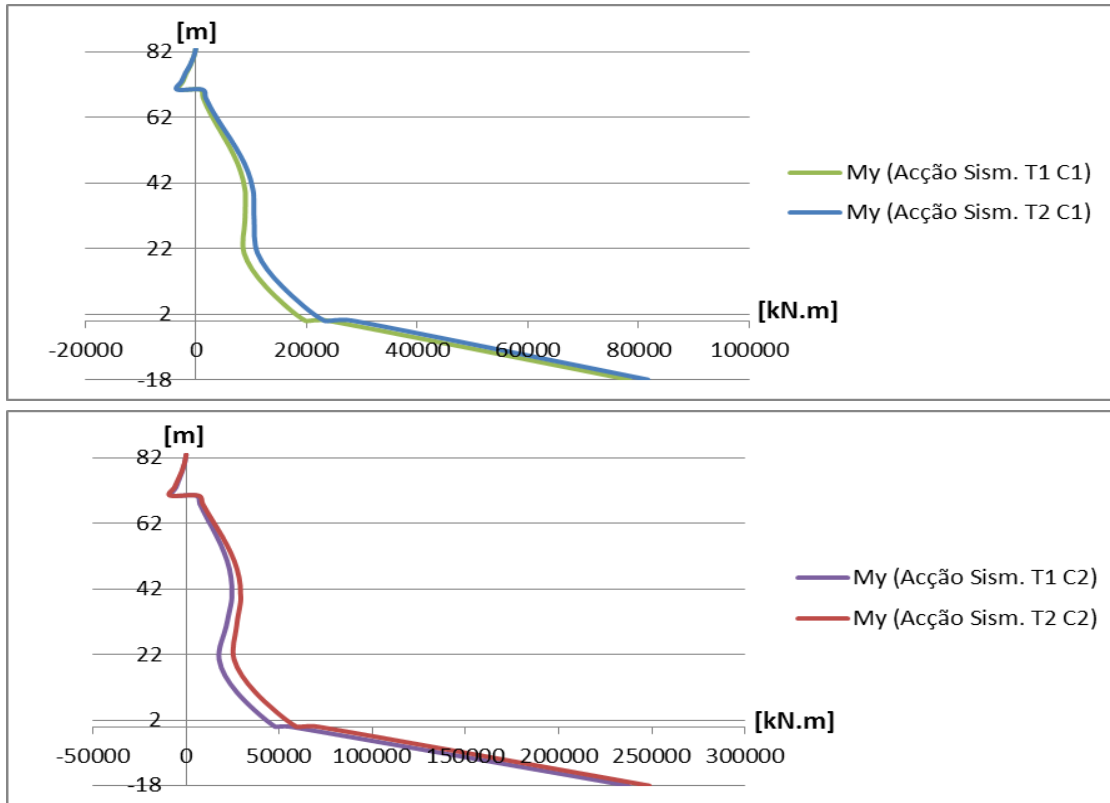


Figura 5.67 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano longitudinal da estrutura (M_y). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2

Quando analisados os diagramas apresentados na Figura 5.67, é possível observar que os momentos flectores são altamente influenciados pelos tirantes de equilíbrio. A influência é notada ao longo de todo o mastro.

Embora a acção sísmica que provoca os maiores esforços seja a do Tipo II, não é possível afirmar que esta é a acção sísmica que provoca esforços mais condicionantes em todas as secções. Pode-se então concluir que as duas acções sísmicas são importantes para calcular este elemento.

A última análise de esforços é em relação aos momentos flectores actuantes na direcção perpendicular ao mastro. Os diagramas resultantes desta análise são apresentados na Figura 5.68.

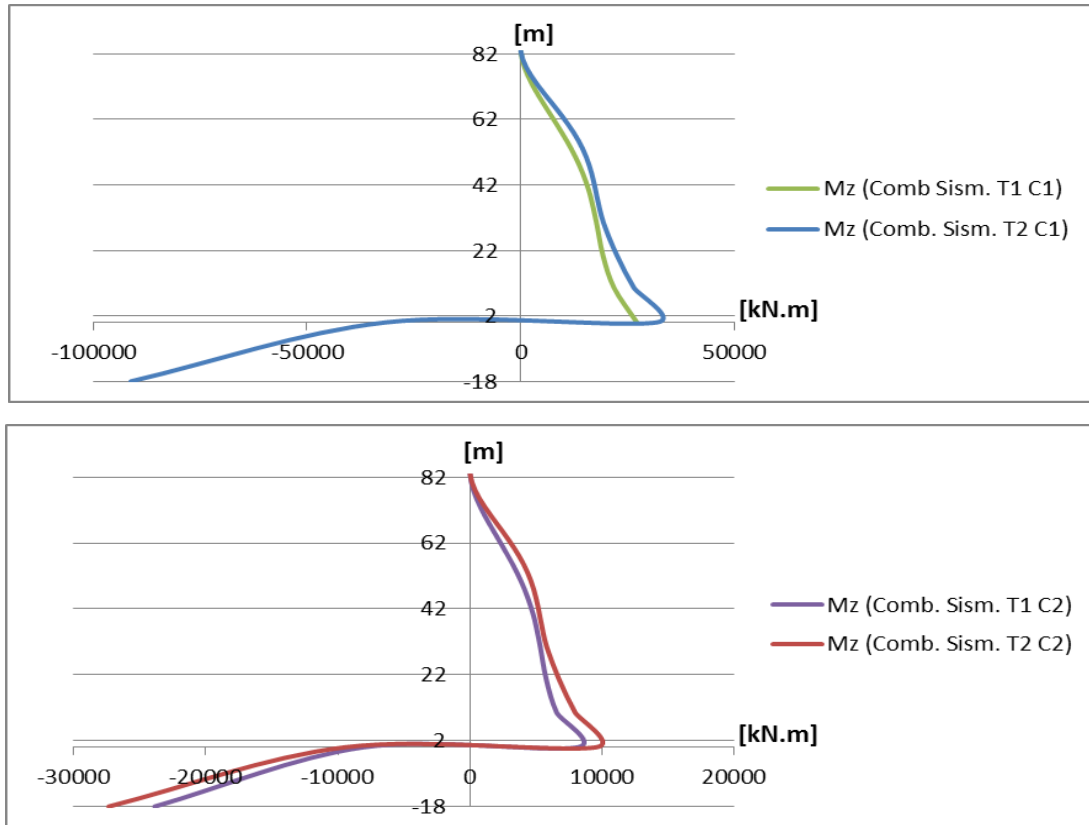


Figura 5.68 - Momentos flectores actuantes no mastro no plano perpendicular ao plano longitudinal da estrutura (M_z). Em cima: Comparação 1. Em baixo: Comparação 2

Os diagramas de momentos flectores actuantes nesta direcção, são homogéneos para todas as combinações e os esforços máximos são obtidos pela acção sísmica Tipo II.

5.4.3.2.3 Análise das reacções na base do pilar

As reacções na base do pilar são importantes para a análise da estrutura. Estas revelam a influência da acção sísmica na estrutura. Na tabela 5.33 são dados os resultados para cada combinação sísmica.

Tabela 5.33 - Reacções na base do pilar

Combinação Sísmica	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Sismo1_C1	3859	3323.63	191452.90	78395.98	79570.04	43315.64
Sismo2_C1	4662.00	3886.32	191464.27	81776.25	91180.12	41508.31
Sismo1_C2	1157.82	11077.64	192114.30	237425.12	23872.84	12994.91
Sismo2_C2	1398.87	12951.83	192152.58	248674.58	27358.22	12452.98

De modo a compreender melhor a tabela 5.33, é necessário saber que as reacções F_x e F_y , definem-se, respectivamente, como cortes basais na direcção perpendicular e paralela ao plano longitudinal, F_z é a reacção vertical, M_x e M_y são os momentos flectores actuantes segundo o plano perpendicular e paralelo, respectivamente e M_z como momento torsor.

Depois de analisados os resultados pode-se observar que as reacções F_x e M_y são superiores para a Comparação 1. Estes resultados ocorrem por se tratar da comparação em que a componente da acção sísmica mais forte é segundo x. Para estas reacções a acção sísmica condicionante foi a do Tipo II.

Ao contrário das reacções F_x e M_y , que são mais condicionantes para a Comparação 1, as reacções F_y e M_x são mais gravosas para a Comparação 2. Mais uma vez a acção sísmica Tipo II é a que atinge valores mais importantes.

A reacção vertical, F_z , tem valores similares nas 4 combinações, não sendo muito afectada pela acção sísmica.

O momento torsor, M_z , atinge valores superiores para a Comparação 1. Este facto acontece por se tratar de combinações onde a acção sísmica actua com maior predominância na direcção perpendicular ao plano da estrutura onde existe uma assimetria de vãos. Para este caso a acção sísmica tipo I atinge valores ligeiramente superiores.

5.4.4 Discussão de Resultados

Depois de analisar deslocamentos e esforços para diversas combinações, conclui-se que o comportamento deste tipo de estruturas é bastante complexo, o que torna essencial a utilização de um modelo numérico para a leitura e interpretação de resultados.

Pôde-se observar que este tipo de estruturas é muito susceptível a grandes deformações, tornando difícil prever quais os esforços reais actuantes. O comportamento da estrutura é apenas previsível para a combinação permanente, pois nesta combinação esta está equilibrada pelas forças de tensionamento dos tirantes, o que reduz em muito as suas deformações.

Quando analisadas as deformações para a combinação frequente, torna-se possível observar que para cada direcção existe um tipo de sobrecarga que se torna condicionante.

É também possível observar a importância dos tirantes de equilíbrio, ao limitar de uma forma bastante importante os deslocamentos no topo do mastro. Este controlo torna possível limitar deslocamentos no tabuleiro, visto que o mastro é um dos elementos principais, no que toca ao equilíbrio da estrutura.

No que toca à análise para o estado limite último, que teve em vista a obtenção dos maiores esforços actuantes, torna-se evidente a influência dos deslocamentos sobre os esforços, especialmente sobre os diagramas de momentos flectores. A importância dos deslocamentos nos momentos flectores actuantes, torna-se ainda mais evidente no caso em que a estrutura está carregada assimetricamente.

Os esforços axiais, especialmente os que actuam no mastro, apresentam uma homogeneidade ao longo de todo o processo de deformação.

A análise dinâmica veio confirmar o esperado, demonstrando que este tipo de estruturas é sensível a acções dinâmicas. Um dos principais motivos é o facto de se tratarem estruturas com frequências muito baixas, tal como ficou demonstrado na análise modal.

O elemento mais importante para o equilíbrio de toda a estrutura é o mastro. Como se trata do elemento vertical que transmite a acção sísmica aos restantes elementos estruturais, este deve ter a capacidade de sustentar todas as oscilações da massa, em especial a do tabuleiro.

Foi também possível observar que cada tipo de acção sísmica foi condicionante em determinados esforços ou elementos estruturais.

6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões Gerais

Ao longo deste trabalho foram abordadas algumas matérias acerca de pontes atirantadas. Neste capítulo são sintetizadas as principais conclusões retiradas acerca dos diversos assuntos.

Uma das conclusões retiradas passa pela grande versatilidade deste tipo de estruturas. Esta versatilidade deve-se à grande evolução a que estas pontes têm sido sujeitas ao longo dos anos, a nível de concepção, materiais utilizados, processos construtivos e capacidade técnica. Esta evolução deve-se à necessidade de ultrapassar limites. Estes limites evidenciam-se nos grandes vãos, nos elementos estruturais com formas mais vanguardistas e no crescente aumento das cargas a que estas estruturas estão sujeitas.

Fica ainda evidenciada a grande possibilidade de combinar vários formatos de elementos estruturais com vários tipos de planos de tirantes o que aumenta a amplitude de funcionalidades e aumenta a criatividade estética.

A importância do processo construtivo é muito relevante para este tipo de estruturas. Este influencia a concepção e o dimensionamento da estrutura, sendo por vezes condicionante. Esta importância leva a que a escolha do método tenha de ser muito cuidadosa e muito discutida pela equipa de projecto.

No que toca ao exemplo prático conclui-se que o mastro e os tirantes de equilíbrio são os elementos estruturais que asseguram o equilíbrio global da estrutura. Estes últimos têm um papel auxiliar no que toca ao equilíbrio, reduzindo drasticamente os momentos flectores actuantes e os deslocamentos no mastro. O tabuleiro é o elemento mais sensível às deformações e é nele que se notam as maiores variações no seu comportamento.

É importante ter em atenção que este tipo de estruturas é muito sensível a acções dinâmicas tal como se verificou na análise sísmica elaborada no exemplo prático. A análise dinâmica deve englobar, também, a análise à acção do vento.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Depois de analisar todo o trabalho realizado, torna-se evidente que seria importante desenvolver ou acrescentar alguns temas na dissertação.

Seria importante analisar os deslocamentos e os esforços actuantes na estrutura durante cada fase do processo construtivo. Esta análise seria importante, pois tal como foi dito anteriormente, o processo construtivo influencia e pode ser condicionante no dimensionamento da estrutura.

A monitorização da estrutura tem também uma grande importância durante o faseamento construtivo e durante a vida útil da estrutura. Desta forma, seria importante desenvolver um plano de monitorização para o exemplo em estudo.

Para uma análise estática mais completa, seria importante executar uma alternância transversal de sobrecargas no tabuleiro de modo a analisar momentos torsores provocados pelo tráfego rodoviário.

O comportamento da estrutura, quando solicitado a acções dinâmicas, seria também objecto de um estudo mais aprofundado. Os efeitos dinâmicos provocados pela acção do vento e pela passagem de veículos rodoviários, seriam o objecto principal do estudo.

7 Bibliografia

Barros H., Figueiras J., 2010. Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2. FEUP edições.

Calado C. M. C., 2011. Concepção Estrutural de Pontes Atirantadas. Instituto Superior Técnico. (Tese de Mestrado).

Calgaro J. A.; Tschumi M.; Gulvanessian H., 2010. Designers Guide to Eurocode I: Actions on Bridges. Thomas Telford Limited, UK.

Camellerie P. E., 1978. Vertical slipforming as a construction tool. The Aberdeen Group.

Eurocode - Basis of structural design – prAnnex A2: Application for bridges (Normative). EN 1990 – Draft prAnnex A2, 2001.

Eurocode 1 - Actions on structures – Part2: Traffic loads on bridges. prEN 1991-2:2002.

Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges. EN 1998-2:2005, 2011.

Eurocódigo 1 - Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções gerais Acções do vento. NP EN 1991-1-4 2010.

Eurocódigo 1 - Acções em estruturas – Parte 1-5: Acções gerais Acções térmicas. NP EN 1991-1-5 2009.

Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. NP EN 1992-1-1, 2010.

Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. NP EN 1998-1- 2010.

Gimsing Niels J.; Georgakis N., 2012. Cable Supported Bridges – Concept and design. John Wiley & Sons, Ltd.

Izak S. G., 2006. Sistemas construtivos de pontes e viadutos com ênfase de vigas com treliças lançadeiras. Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, Brasil. (Trabalho de conclusão de curso).

Lima D'Arga J., Monteiro V. Mun M., 2004. Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Miguel A. C. F., 2001. Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Tese de Mestrado).

Moreira J. C. F., 2012. Projecto de uma ponte rodoviária entre as cidades do Porto e Gaia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Tese de Mestrado).

Nolan E., Rupasinghe R., 2007. Formwork for modern, efficient concrete construction. BRE press.

Norma Brasileira - Projecto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. NBR 7187, 2003.

Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – DL nº 349-C/83 de 29 de Setembro de 1984.

Walther, R.; Houriet, B.; Isler, W.; Moia, P.; Klein J. 1999. Cable stayed bridges. Second edition. Presses Polytechniques et Universitaires Romnades.