



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

ESTUDO DE PONTES COM PRÉ-ESFORÇO EXTRADORSAL

Miguel João da Silva Bárbara

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Júri

Presidente: Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara
Orientador: Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro
Vogal: Doutor António José Luís dos Reis

Outubro de 2011

RESUMO

Neste trabalho desenvolve-se um estudo detalhado sobre pontes com pré-esforço extradorsal. Nesse sentido, avalia-se a influência de parâmetros geométricos, tais como a altura das torres, altura do tabuleiro e características dos pilares, no funcionamento estrutural, no custo da obra e na facilidade da concepção e dimensionamento de uma ponte extradorsal.

Fornece-se um resumo alargado de 72 pontes extradorsais construídas até ao presente, ilustrando a variedade e o elevado potencial desta solução estrutural. Faz-se sempre o paralelismo entre esta solução, uma ponte em viga-caixão e uma ponte atirantada, comparando as quantidades de materiais utilizados e analisando os comportamentos estruturais.

São discutidos os principais factores que condicionam o dimensionamento de uma ponte extradorsal. Define-se uma estratégia para o dimensionamento dos cabos extradorsais, bem como de todos os elementos importantes para o funcionamento de uma solução estrutural deste tipo.

Estabelece-se qual a competitividade de uma ponte extradorsal em relação a uma ponte em viga-caixão e a uma ponte atirantada. Para tal, concebe-se e dimensiona-se uma solução para uma ponte extradorsal e para uma outra atirantada. As condicionantes de projecto são definidas pelo local onde já existe uma ponte em viga-caixão construída por avanços sucessivos. Realiza-se uma comparação em termos de quantidades de materiais para cada uma das três pontes estudadas, assim como o seu custo, de modo a possibilitar uma análise geral da relação custo/eficiência de cada solução estrutural.

Palavras-chave: Ponte extradorsal, tirantes, cabos extradorsais, avanços sucessivos, dimensionamento de pontes, pré-esforço.

ABSTRACT

This paper develops a detailed study of extradosed bridges. In order to evaluate the influence of geometrical parameters, such as the tower height, the cross-section height and piers features in the structural behavior, in the cost of construction and in the difficulty in designing an extradosed bridge.

It provides an extensive summary of 72 extradosed bridges built to-date, illustrating the variety and the high potential of this structural solution. There is always a relation set between this solution, a box-girder bridge and a cable-stayed bridge, comparing quantities of materials and analysing the structural behavior.

The main factors that define the design of an extradosed bridge are discussed. A design strategy is determined for the extradosed cables, as well as for all the important elements for the structural behavior of such bridge type.

The competitiveness of an extradosed bridge compared to a box-girder bridge and a cable-stayed bridge is established. To achieve this, an extradosed bridge and a cable-stayed one are designed. The design constraints are defined by the location of an already built cantilever constructed box-girder bridge. A comparison is made in terms of material quantities for each solution, as well as its cost, to enable a general analysis of the cost/efficiency of each structural solution.

Keywords: Extradosed bridge, stay-cables, extradosed cables, cantilever construction, bridge design, prestressing.

AGRADECIMENTOS

Quero dedicar esta página, a todos os que, directa ou indirectamente, prestaram a sua preciosa e indispensável contribuição durante o meu percurso académico, com a qual enriqueceram e tornaram possível a realização deste grande desafio.

Ao Professor José Oliveira Pedro, quero agradecer pela sua disponibilidade para ser orientador científico da minha Dissertação de Mestrado e pelo interesse e disponibilidade sempre demonstrada. A sua sabedoria, sentido crítico e grande capacidade para ensinar criaram em mim um gosto especial por Pontes.

Ao meu irmão Manuel Bárbara, quero expressar um grande agradecimento, pela amizade, pela paciência e pela ajuda ao longo desta Dissertação.

O maior agradecimento aos meus pais, que sempre me apoiaram, incentivaram e ajudaram a ultrapassar todas as dificuldades ao longo do Curso.

A todos os meus amigos e colegas de Curso um grande obrigado pelos momentos passados, em especial ao Mauro Monteiro e ao Marcelo Serrano que sempre me acompanharam nas horas de trabalho, estudo e lazer.

Um grande obrigado à Guida Camacho e à Joana Magalhães da Silva que me auxiliaram na Dissertação com uma revisão rigorosa do texto.

ÍNDICE DO TEXTO

1	DEFINIÇÃO DE PONTE EXTRADORSAL	1
1.1	INTRODUÇÃO	1
1.2	ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	4
1.3	ESTUDOS PARAMÉTRICOS EM PONTES EXTRADORSAIS	15
1.4	OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	19
1.5	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	19
2	PONTES EXTRADORSAIS EXISTENTES	21
2.1	PONTES EXTRADORSAIS CONSTRUÍDAS ATÉ AO PRESENTE	22
2.2	TENDÊNCIAS DAS PONTES EXTRADORSAIS	40
2.3	CARACTERÍSTICAS DE PONTES EXTRADORSAIS	44
2.3.1	Quantidades dos materiais	44
2.3.2	Rigidez do tabuleiro	46
2.4	PONTES EXTRADORSAIS ESTUDADAS EM DETALHE	46
2.4.1	Ponte Odawara Blueway, Japão 1994	47
2.4.2	Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa, Japão 2001	48
2.4.3	Ponte Puh, Eslovénia 2007	50
2.4.4	Ponte Rittoh, Japão 2006	51
2.4.5	Pontes Kantutani, Choqueyapu e Orkojahaira, Bolívia 2010	52
2.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE AS PONTES EXTRADORSAIS ESTUDADAS	54
3	CONCEPÇÃO, DIMENSIONAMENTO E CONSTRUÇÃO	55
3.1	CRITÉRIOS GERAIS DE CONCEPÇÃO	55
3.1.1	Rigidez dos cabos extradorsais e do tabuleiro	55
3.1.2	Tipo de ligação entre tabuleiro e os pilares	56
3.1.3	Distribuição de vãos	57
3.1.4	Altura das torres	58
3.1.5	Altura da secção transversal do tabuleiro	58
3.1.5.1	Tabuleiro com altura constante	58
3.1.5.2	Tabuleiro com altura variável	59
3.2	CONCEPÇÃO: TORRES E PILARES	60
3.3	CONCEPÇÃO: SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO	61

3.3.1	Viga-caixão com suspensão central	62
3.3.2	Viga-caixão com suspensão lateral	63
3.3.3	Viga-caixão com suspensão híbrida	64
3.3.4	Laje vigada com suspensão lateral	65
3.4	CONCEPÇÃO: CABOS EXTRADORSAIS E ANCORAGENS	66
3.4.1	Configuração dos cabos extradorsais	66
3.4.2	Protecção anticorrosiva dos cabos extradorsais	70
3.4.3	Ancoragens no tabuleiro	71
3.4.4	Ancoragens ou selas de desvio nas torres	72
3.5	CONCEPÇÃO: DISTRIBUIÇÃO DE CABOS EXTRADORSAIS E PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL	75
3.6	ACÇÕES DE PROJECTO	77
3.6.1	Cargas permanentes	77
3.6.1.1	Peso próprio	77
3.6.1.2	Restantes cargas permanentes	77
3.6.1.3	Pré-esforço	77
3.6.1.4	Retracção e fluência	78
3.6.2	Sobrecargas rodoviárias	78
3.6.3	Acções de temperatura	80
3.6.3.1	Varição uniforme de temperatura no tabuleiro	81
3.6.3.2	Varição diferencial de temperatura no tabuleiro	82
3.6.3.3	Varição uniforme de temperatura entre os cabos extradorsais e o tabuleiro	82
3.7	DIMENSIONAMENTO: CABOS EXTRADORSAIS E TABULEIRO	83
3.7.1	Módulo de elasticidade equivalente dos cabos extradorsais	83
3.7.2	Pré-dimensionamento dos cabos extradorsais aos Estados Limite de Serviço	84
3.7.3	Tensionamento dos cabos extradorsais	86
3.7.4	Verificação dos cabos extradorsais à fadiga do aço	89
3.7.5	Verificação dos cabos extradorsais aos Estados Limite Últimos	91
3.7.6	Verificação da ponte extradorsal ao Estado Limite Último	92
3.8	CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO	94

3.9	CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE CONCEPÇÃO, DIMENSIONAMENTO E CONSTRUÇÃO DE PONTES EXTRADORSAIS	96
4	ESTUDO DE TRÊS SOLUÇÕES: PONTE EM VIGA-CAIXÃO, PONTE EXTRADORSAL E PONTE ATIRANTADA	97
4.1	DESCRIÇÃO DA PONTE EM VIGA-CAIXÃO	97
4.2	SOLUÇÕES COM PONTES EXTRADORSAL E ATIRANTADA.....	100
4.2.1	Dimensões Gerais	100
4.2.1.1	Dimensões Transversais	100
4.2.1.2	Dimensões Longitudinais	100
4.2.2	Características dos Materiais	101
4.2.3	Consideração das sobrecargas rodoviárias e de temperatura.....	102
4.2.4	Modelação e análise elástica da ponte extradorsal e da ponte atirantada.....	103
4.2.5	Verificação aos Estados Limites	104
4.2.5.1	Estados Limites Últimos (ELU).....	104
4.2.5.2	Estados Limites de Serviço (ELS)	105
4.2.5.2.1	Estado Limite de Descompressão.....	105
4.2.5.2.2	Estado Limite de Fendilhação	106
4.2.6	Sequência construtiva.....	106
4.3	CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA PONTE EXTRADORSAL	107
4.3.1	Configuração dos cabos extradorsais e secção transversal do tabuleiro	107
4.3.2	Modelação detalhada da ponte extradorsal e esforços de projecto	110
4.3.3	Pré-esforço longitudinal e transversal	112
4.3.3.1	Pré-esforço longitudinal	112
4.3.3.2	Pré-esforço transversal	113
4.3.4	Verificação ao ELS	113
4.3.4.1	Verificação ao ELS do tabuleiro	113
4.3.4.2	Verificação ao ELS dos cabos extradorsais	114
4.3.5	Verificação ao ELU.....	115
4.3.5.1	Verificação ao ELU do tabuleiro	115
4.3.5.2	Verificação ao ELU dos cabos extradorsais	116
4.3.5.3	Verificação ao ELU das torres	117

4.4	CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA PONTE ATIRANTADA	118
4.4.1	Configuração dos tirantes e secção transversal do tabuleiro	118
4.4.2	Modelação detalhada da ponte atirantada e esforços de projecto	120
4.4.3	Pré-esforço longitudinal e transversal	122
4.4.3.1	Pré-esforço longitudinal.....	122
4.4.3.2	Pré-esforço transversal.....	122
4.4.4	Verificação ao ELS	123
4.4.4.1	Verificação ao ELS do tabuleiro	123
4.4.4.2	Verificação ao ELS dos tirantes	124
4.4.5	Verificação ao ELU.....	125
4.4.5.1	Verificação ao ELU do tabuleiro	125
4.4.5.2	Verificação ao ELU dos tirantes	126
4.5	COMPARAÇÃO ENTRE A PONTE EM VIGA-CAIXÃO, A PONTE EXTRADORSAL E A PONTE ATIRANTADA.....	127
4.5.1	Quantidade de Materiais.....	127
4.5.2	Comparação de Custos	129
4.5.3	Comparação Estética	130
5	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	133
5.1	CONCLUSÕES GERAIS.....	133
5.1.1	Tendências das pontes extradorsais	133
5.1.2	Considerações de projecto	133
5.1.3	Comparação entre uma solução extradorsal, uma viga-caixão e um tabuleiro atirantado	134
5.2	DESENVOLVIMENTOS EM TRABALHOS FUTUROS	134
6	REFERÊNCIAS.....	137
ANEXOS		
	ANEXO A: PEÇAS DESENHADAS.....	145
	ANEXO B: DEFORMADAS DA PONTE EXTRADORSAL NA FASE CONSTRUTIVA.....	173
	ANEXO C: DEFORMADAS DA PONTE ATIRANTADA NA FASE CONSTRUTIVA.....	179
	ANEXO D: DETALHES DE PONTES EXTRADORSAIS	185

ÍNDICE DE FIGURAS

1 DEFINIÇÃO DE PONTE EXTRADORSAL

Figura 1.1 – Comparação entre Ponte em viga-caixão, extradorsal e de tirantes.....	2
Figura 1.2 – Ponte extradorsal, ponte “cable-panel”, ponte “fin-back”.....	5
Figura 1.3 – Ponte Ganter, Suíça [1.15].....	5
Figura 1.4 – Viaduto Arrêt-Darré, França [1.22].....	6
Figura 1.5 – Ponte Barton Creek, EUA [1.5,1.17].....	7
Figura 1.6 – Ponte dos Socorridos, Portugal [1.13,1.14].....	8
Figura 1.7 – Ponte de Odawara Blueway, Japão [1.14].....	8
Figura 1.8 – Resposta de uma ponte atirantada com rigidez, nos tirantes, no tabuleiro ou nas torres, quando submetida a sobrecargas.	10
Figura 1.9 – Ponte Saint-Remy-de-Maurienne, França [1.30].	11
Figura 1.10 – Viaduto Yashiro, Japão [1.34].	11
Figura 1.11 – Ponte Sunniberg, Suíça [1.18].....	12
Figura 1.12 – Ponte Wuhu, China [1.11].	13
Figura 1.13 – a) Ponte Ibi Gawa e b) Kiso Gawa, Japão [1.19].....	13
Figura 1.14 – a) Terceira Ponte de Rio Branco, Brasil e b) Ponte da Integração Brasil-Peru, Brasil [1.28].	14

2 PONTES EXTRADORSAIS EXISTENTES

Figura 2.1 – Peças desenhadas das pontes extradorsais apresentadas no Quadro 2.1.	35
Figura 2.2 – Pontes extradorsais em intervalos de Vão principal / Altura do tabuleiro, a) meio vão, b) apoio.....	42
Figura 2.3 – Relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro}}$ no meio vão e no apoio para as pontes estudadas. .	42
Figura 2.4 – a) Relação $h_{\text{tabuleiro apoio}} / h_{\text{tabuleiro meio vão}}$ em função do vão principal para diferente número de vãos b) Número de pontes para diferentes vãos e diferentes relações $h_{\text{tabuleiro apoio}} / h_{\text{tabuleiro meio vão}}$	43
Figura 2.5 – Relação entre o vão principal e a altura da torre para as diferentes pontes extradorsais estudadas.	43
Figura 2.6 – Altura média de betão de pontes em viga-caixão, pontes extradorsais e pontes atirantadas.	44

Figura 2.7 – Quantidade de pré-esforço longitudinal para pontes em viga-caixão tradicional, pontes atirantadas e as pontes extradorsais Odawara, Kanisawa e Tsukuhara [adaptado de 2.29].	45
Figura 2.8 – Momento de inércia de diferentes secções de tabuleiro, para uma largura normalizada de 10 m.	46
Figura 2.9 – a) Ponte Odawara Blueway, b) Esquema das selas e das ancoragens na zona das selas [2.6,2.28].	47
Figura 2.10 – a) Pré-fabricação das aduelas em betão, b) e c) Elevação das aduelas através de uma grua d)Obra concluída [2.29].	49
Figura 2.11 – Secção transversal tipo das Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa e distribuição de pré-esforço [2.32].	49
Figura 2.12 – Ponte Puh e a sua integração na paisagem envolvente [2.33].	50
Figura 2.13 – a) Esquema dos cabos extradorsais a serem desviados nas torres, b) ancoragens no tabuleiro e c)selas de desvio [2.33].	51
Figura 2.14 – a) Ponte Rittoh com os dois tabuleiros, b) Pormenor das torres [2.11].	51
Figura 2.15 – Alçado das Pontes Kantutani, Choqueyapu e Orkojahuirá, Bolívia (esquerda para direita) [2.49].	53
Figura 2.16 – a) Secção transversal tipo das Pontes “Trillizos”, b) Construção por avanços sucessivos [2.49].	53

3 CONCEPÇÃO, DIMENSIONAMENTO E CONSTRUÇÃO

Figura 3.1 – Relação da distribuição da carga vertical em pontes extradorsais e atirantadas [adaptado de 3.17].	56
Figura 3.2 – Ponte extradorsal com tabuleiro de altura variável.	59
Figura 3.3 – Configuração de torres e pilares. Da esquerda para a direita: Ponte Barton Creek, Ponte North Arm, Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa, Ponte Sunniberg, Ponte Odawara Blueway, Ponte Tsukuhara, Ponte Miyakodagawa e Ponte Domovinski. (Ver Quadro 2.1 para referências).	60
Figura 3.4 – Secção transversal do tabuleiro das Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa, Japão (cotagem em mm) [3.2,3.17].	62
Figura 3.5 – Secção transversal do tabuleiro do Viaduto Trois Bassins, França (cotagem em mm) [3.12].	63
Figura 3.6 – Secção transversal do tabuleiro da Ponte Tsukuhara, Japão (cotagem em mm) [3.17].	64

Figura 3.7 – Secção transversal do tabuleiro da Ponte Domovinski, Croácia (cotagem em mm) [3.1].....	64
Figura 3.8 – Secção do tabuleiro da Ponte Saint-Rémy-de-Maurienne, França (cotagem em mm) [3.14].	65
Figura 3.9– Configuração do sistema de suspensão do tabuleiro a) Leque, b) Semi-leque e c) Harpa.....	66
Figura 3.10 – Efeito da inclinação dos cabos nas componentes da força instalada numa configuração em harpa a) para uma força total constante e b) para uma componente vertical constante. [adaptado de 3.25].	68
Figura 3.11 – Peso de aço nos tirantes em função do tipo de suspensão e da relação (H/L), para um tabuleiro com suspensão total [adaptado de 3.27].	68
Figura 3.12– Influência de tabuleiro parcialmente suspenso [adaptado de 3.33].....	69
Figura 3.13 – Ancoragem extradorsal DSI Tipo XD-E [adaptado de 3.10].....	72
Figura 3.14 – a) Cruzamento de ancoragens dos cabos nas torres e b) ancoragens dos cabos nas torres em caixão [3.27].	73
Figura 3.15 – a) Transição da sela de desvio para a bainha exterior e b) Componentes da sela de desvio [3.27].....	73
Figura 3.16 – Tipos de pré-esforço presentes numa ponte extradorsal.....	75
Figura 3.17 - Veículo Tipo correspondente a LM1 [3.3].....	79
Figura 3.18 – Representação transversal das sobrecargas rodoviárias segundo o Eurocódigo 1-2 [3.3].	80
Figura 3.19 – Distribuição de temperatura no tabuleiro. a) parcela uniforme b) parcela diferencial em y c) parcela diferencial em z e d) parcela auto-equilibrada. [3.20].	80
Figura 3.20 – Variação do módulo de elasticidade equivalente do cabo/tirante com a projecção horizontal do seu comprimento e nível de tensão instalada [3.27]. .	83
Figura 3.21 – Tensão máxima admissível nos cabos extradorsais para ELS [3.17,3.30].	84
Figura 3.22 – Carro de avanços tipicamente utilizado na construção de uma ponte atirantada.	94

4 ESTUDO DE TRÊS SOLUÇÕES: PONTE EM VIGA-CAIXÃO, PONTE EXTRADORSAL E PONTE ATIRANTADA

Figura 4.1 – Vista de perfil da ponte em viga-caixão sobre o Rio Sorraia [4.6].	98
Figura 4.2 – Secção transversal dos tabuleiros da ponte em viga-caixão sobre o Rio Sorraia [4.6].	98
Figura 4.3 – Ponte em viga-caixão na A13 sobre o Rio Sorraia a) fase construtiva, b) obra concluída.	99
Figura 4.4 – Configuração do Veículo Tipo pelo RSA [4.10].	102
Figura 4.5 – Sequência construtiva da ponte extradorsal.	106
Figura 4.6 – Secção transversal do tabuleiro da ponte extradorsal.	108
Figura 4.7 – Momentos flectores na ponte extradorsal extraídos do SAP2000 (à mesma escala).	111
Figura 4.8 – Deformada da ponte extradorsal quando aplicado uma variação uniforme de -60°C .	112
Figura 4.9 – Esforço normal de compressão no tabuleiro por acção do pré-esforço e dos cabos extradorsais.	112
Figura 4.10 – Momento flector máximo e mínimo para a combinação de acções no ELS.	113
Figura 4.11 – Verificação da descompressão em todas as fibras superiores do tabuleiro ao ELS.	114
Figura 4.12 – Verificação da descompressão em todas as fibras inferiores do tabuleiro ao ELS.	114
Figura 4.13 – Evolução da força instalada nos cabos extradorsais ao longo da fase construtiva.	114
Figura 4.14 – Força nos cabos extradorsais para o ELS.	115
Figura 4.15 – Momento flector máximo e mínimo para a combinação de acções no ELU.	115
Figura 4.16 – Secção equivalente a meia secção do tabuleiro a) vão lateral, b) secção da torre e c) vão central.	116
Figura 4.17 – Diagramas de interacção M-N para meia secção de vão lateral, torre e vão central.	116
Figura 4.18 – Força nos cabos extradorsais para o ELU.	117
Figura 4.19 – Secção equivalente e diagrama de interacção M-N da torre.	117
Figura 4.20 – Secção transversal do tabuleiro da ponte atirantada.	119
Figura 4.21 – Momentos flectores na ponte atirantada extraídos do SAP2000 (à mesma escala).	120

Figura 4.22 – Deformada da ponte atirantada quando aplicado uma variação uniforme de -60°C.....	122
Figura 4.23 – Momento flector máximo e mínimo para a combinação de acções no ELS....	123
Figura 4.24 – Verificação da descompressão em todas as fibras superiores do tabuleiro ao ELS.....	123
Figura 4.25 – Verificação da descompressão em todas as fibras inferiores do tabuleiro ao ELS.....	123
Figura 4.26 – Evolução da força instalada nos tirantes ao longo da fase construtiva.....	124
Figura 4.27 – Força nos tirantes para o ELS.	124
Figura 4.28 – Momento flector máximo e mínimo para a combinação de acções no ELU...	125
Figura 4.29 – Secção equivalente do tabuleiro.....	125
Figura 4.30 – Diagramas de interacção M-N para a secção de vão lateral, torre e vão central.	126
Figura 4.31 – Força nos tirantes para o ELU.....	126
Figura 4.32 – Modelo a 3 dimensões da ponte em viga-caixão.	131
Figura 4.33 – Modelo a 3 dimensões da ponte extradorsal.	131
Figura 4.34 – Modelo a 3 dimensões da ponte atirantada.....	131

ÍNDICE DE QUADROS

2 PONTES EXTRADORSAIS EXISTENTES

Quadro 2.1 - Resumo de pontes extradorsais construídas até à data.	23
---	----

3 CONCEPÇÃO, DIMENSIONAMENTO E CONSTRUÇÃO

Quadro 3.1 – Raios mínimos de curvatura para selas de desvio de modo a prevenir problemas de fadiga.	74
---	----

Quadro 3.2 – Modelo de cargas para sobrecargas rodoviárias para o eixo transversal segundo o Eurocódigo 1-2 [3.3].	79
---	----

4 ESTUDO DE TRÊS SOLUÇÕES: PONTE EM VIGA-CAIXÃO, PONTE EXTRADORSAL E PONTE ATIRANTADA

Quadro 4.1 – Características dos materiais utilizados no dimensionamento das pontes [4.1].	101
---	-----

Quadro 4.2 – Coeficientes de Combinação de Acções [4.3].	105
---	-----

Quadro 4.3 – Avaliação das diferentes soluções para secções com suspensão central.	109
---	-----

Quadro 4.4 – Estimativa do volume de betão utilizado na construção de cada solução.	127
--	-----

Quadro 4.5 – Estimativa da massa de aço de pré-esforço utilizado na construção de cada solução.	127
--	-----

Quadro 4.6 – Estimativa do peso de aço de armadura utilizado na construção de cada tabuleiro.	127
--	-----

Quadro 4.7 – Coeficientes de quantidade de materiais.	128
--	-----

Quadro 4.8 – Custo unitário dos materiais.	129
---	-----

Quadro 4.9 – Estimativa de custo de cada solução.	129
--	-----

NOTAÇÃO

MAIÚSCULAS LATINAS

A	Área da secção do tabuleiro
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_e	Módulo de elasticidade do aço dos tirantes
E_p	Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço
E_s	Módulo de elasticidade das armaduras
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
F_{ELS}	Força limite em serviço do tirante/cabo extradorsal
F_{ELU}	Força resistente de dimensionamento do tirante/cabo extradorsal
F_{GUT}	Força resistente última do tirante
G_i	Peso próprio do tirante i
H	Altura da torre
I	Momento de Inércia de flexão (segundo o eixo y de menor inércia)
L	Vão principal do tabuleiro
L_1, L_2	Vãos laterais do tabuleiro
M	Momento flector
P	Esforço normal
Q_{ik}	Carga concentrada
S_d	Valor de cálculo do esforço actuante
$S_{G_{i,k}}$	Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico
$S_{Q,k}$	Esforço resultante de uma acção variável, tomada com o seu valor característico
W	Módulo elástico de flexão

MINÚSCULAS LATINAS

b	Largura de uma secção transversal
f_{cd}	Valor de dimensionamento da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_{puk}	Tensão de rotura do aço dos cabos extradorsais/tirantes
f_{yd}	Valor de dimensionamento da tensão de rotura do aço das armaduras à tracção
f_{yk}	Valor característico da tensão de rotura do aço das armaduras à tracção

h	Altura da secção transversal de tabuleiro
h_e	Altura efectiva da secção do tabuleiro
k	Desvio angular parasita de um cabo de pré-esforço
n	Número de “lanes”
pp	Peso próprio de elementos estruturais
q_{ik}	Carga uniformemente distribuída
rcp	Restantes cargas permanentes

MAIÚSCULAS GREGAS

$\Delta\sigma_c$	Tensão resistente dos tirantes à fadiga de referência
$\Delta\sigma_L$	Variação de tensão nos cabos extradorsais devido às sobrecargas rodoviárias
ΔT	Variação de temperatura
Π	Peso total de aço em tirantes

MINÚSCULAS GREGAS

α	Ângulo; Ângulo formado por um tirante com o tabuleiro; coeficiente de dilatação térmica
α_{pp}	Coeficiente de majoração da acção conjunta de peso próprio e pré-esforço extradorsal
β	Relação entre a rigidez dos cabos extradorsais e a rigidez do tabuleiro
γ	Peso específico do material
γ_c	Coeficiente parcial de segurança para a minoração das propriedades do betão
γ_G	Coeficiente parcial de segurança para a majoração das cargas permanentes
γ_Q	Coeficiente parcial de segurança para a majoração das sobrecargas
γ_s	Coeficiente parcial de segurança para a minoração das propriedades do aço estrutural ou das armaduras
ϵ_{cc}	Extensão do betão devido à fluência
ϵ_{cs}	Extensão do betão devido à retracção
$\lambda, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$	Parâmetro de carga (índice 1 quando λ é aplicado ao conjunto {cp+sob} e {sob} em todo o tabuleiro; índice 2 quando λ é aplicado à {sob} em todo o tabuleiro; índice 3 quando λ é aplicado à {sob} apenas no vão central)
μ	Coeficiente de atrito das bainhas metálicas de pré-esforço
ρ	Coeficiente de rigidez
σ	Tensão no betão
xx	

ψ_0	Coeficiente de combinação para acções variáveis secundárias, para estados limite últimos, para a acção base: sobrecarga
ψ_1	Coeficiente de combinação para acções variáveis secundárias, para a combinação rara de acções
ψ_2	Coeficiente de combinação para acções variáveis secundárias, para estados limite últimos
ϕ	Diâmetro nominal de um varão de armadura
ϕ_2	Coeficiente dinâmico

MATRIZES E VECTORES

[m]	Matriz de influência que contém os momentos flectores na secção de controlo i para uma carga unitária aplicada no tirante j
[T]	Matriz de influência dos esforços nos vários tirantes quando aplicada uma variação de temperatura negativa de 1000 °C em cada tirante de forma alternada
[δ]	Matriz de influência das deformações no tabuleiro e torres quando aplicada uma variação de temperatura negativa de 1000 °C em cada tirante de forma alternada
{ M^0 }	Vector da distribuição final de momentos flectores no tabuleiro
{ M^d }	Vector dos momentos flectores nas secções de controlo criados pelo peso próprio
{ T^0 }	Vector das forças de puxe a aplicar nos tirantes
{ T_{obj} }	Vector das forças “objectivo” nos tirantes
{ δ_{pp} }	Vector das deformações no tabuleiro e torres criadas pelo peso próprio da estrutura

SIGLAS

INSTITUIÇÕES

CEN	Comité Européen de Normalisation
FIB	Fédération Internationale du Béton
PTI	Post-Tensioning Institute
SETRA	Service d’Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

REGULAMENTOS

EC	Regulamentação Europeia dos Eurocódigos. CEN
RSA	Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes

1 DEFINIÇÃO DE PONTE EXTRADORSAL

1.1 INTRODUÇÃO

Com a evolução dos processos construtivos, associados ao maior conhecimento na área do pré-esforço, surgiram nas últimas décadas novos sistemas estruturais que foram sendo utilizados na construção de pontes e viadutos. Um exemplo deste desenvolvimento consiste na ponte conhecida como “Extradorsal” ou “Extradosed” em inglês.

Desde 1980 até 2011 foram construídas mais de 70 pontes extradorsais em todo o mundo, com as mais distintas secções de tabuleiro e arranjos de cabos, estando muitas outras em projecto ou construção.

A palavra “extradorso” define a superfície exterior de um arco, derivando assim o termo “extradorsal”. Esta designação foi utilizada pelo engenheiro francês Jacques Mathivat em 1988, para descrever um inovador arranjo de cabos que este desenvolveu para o Viaduto Arrêt-Darré (França, *Figura 1.4*), no qual foram dispostos cabos de pré-esforço exterior com grande excentricidade sobre os pilares, em oposição ao pré-esforço interior na secção de apoio interior de um tabuleiro convencional em caixão de betão armado pré-esforçado, executado pela técnica construtiva dos avanços sucessivos [1.22].

Mathivat inspirou-se na concepção adoptada pelo engenheiro suíço Christian Menn para a Ponte Ganter (Suíça, *Figura 1.3*), concluída em 1980. Trata-se de uma obra notável em que o dimensionamento do tabuleiro foi baseado em conceitos típicos das pontes de tirantes, mas que é claramente uma ponte com aspecto e funcionamento do tipo extradorsal. Pode assim dizer-se que Mathivat terminou o conceito inicial de Menn, apelidando os cabos de pré-esforço de suspensão do tabuleiro como “extradorsais” em oposição à designação de “tirantes”, sendo ao longo desta dissertação denominados de “cabos extradorsais”.

A ideia de Mathivat consistiu em aumentar o vão do tabuleiro das pontes construídas por avanços sucessivos, executadas com secções clássicas em caixão de betão armado pré-esforçado, sem que fosse necessário aumentar a altura do tabuleiro, mas procurando antes tornar a secção transversal estruturalmente mais eficiente para os momentos-flectores negativos. Para tal, tornava-se necessário aumentar a excentricidade dos cabos de pré-esforço sobre os pilares (designados vulgarmente “de consola”), mantendo o conceito que as cargas são equilibradas por flexão do tabuleiro. Mas isso só se tornava possível se os cabos de

consola “saíssem” da secção, tornando-se necessário nesse caso adoptar um mastro com altura de 10 a 15% do comprimento do vão.

Pode então encarar-se as pontes com pré-esforço extradorsal como um misto entre as pontes de consola convencionais com as pontes de tirantes – possuem um tabuleiro com características semelhantes das primeiras mas utilizam um sistema de atirantamento que as aproxima das segundas.

Existe por isso alguma dificuldade em definir os limites entre uma ponte de tirantes e uma ponte extradorsal. Visualmente, as pontes extradorsais diferem das de tirantes por apresentarem uma relação $H_{torres}/L_{vão\ principal}$ menor, como é evidenciado na *Figura 1.1*. As torres das pontes extradorsais são tipicamente um décimo do vão principal, correspondendo a uma inclinação de cabos de 15 graus, como será concluído do estudo apresentado no Capítulo 2.

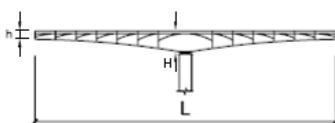
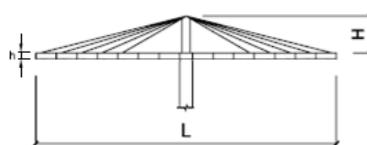
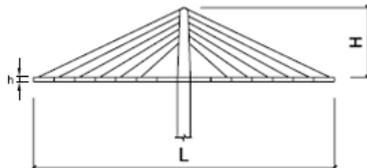
Ponte em Viga Caixaão	Ponte Extradorsal	Ponte Atirantada
 <p>$H \sim L/18 \text{ a } L/15$ $h \sim L/50 \text{ a } L/30$</p>	 <p>$H \sim L/15 \text{ a } L/8$ $h \sim L/50 \text{ a } L/30$</p>	 <p>$H \sim L/5 \text{ a } L/4$ $h \sim L/100 \text{ a } L/50$</p>
Altura variável	Altura constante ou variável	Altura constante
Pré-esforço interior e exterior	Cabos extradorsais	Tirantes
Tensão máxima nos cabos de $0.70 f_{puk}$ no ELS	Tensão máxima nos cabos de $0.60 f_{puk}$ no ELS	Tensão máxima nos tirantes de $0.45 f_{puk}$ a $0.50 f_{puk}$ no ELS

Figura 1.1 – Comparação entre Ponte em viga-caixão, extradorsal e de tirantes.

Nesta dissertação o termo “ponte extradorsal” será utilizado para descrever todas as pontes que tenham torres menos elevadas que as utilizadas em pontes de tirantes, normalmente com uma altura da ordem de 20 – 25% do vão principal, como será discutido no sub-capítulo 3.4.1.

Numa ponte extradorsal, a reduzida inclinação dos cabos conduz a um aumento do esforço normal no tabuleiro e uma diminuição da componente vertical da força nas ancoragens, ao contrário do que acontece numa ponte de tirantes. Assim, os cabos extradorsais têm também a função de pré-esforçar o tabuleiro e não principalmente a de conferir sustentação vertical, como o que se verifica numa ponte de tirantes.

As pontes com pré-esforço extradorsal são caracterizadas por baixas variações de tensão nos cabos extradorsais, em serviço, sendo o tabuleiro muito responsável pelo encaminhamento das sobrecargas para os pilares. Por esta razão de funcionamento estrutural, estas pontes são por vezes referidas com sendo estruturas pouco eficientes, por terem cabos de suspensão mas dependerem fortemente do tabuleiro para conduzir as cargas para os apoios. Contudo, afigura-se que se trata não de uma “deficiência estrutural” mas sim de uma característica deste tipo de estruturas, em que os cabos, como se referiu, não têm como principal função suspender as cargas aplicadas, mas contribuir como um pré-esforço altamente eficaz que melhora muito o funcionamento do tabuleiro.

O detalhe e a tecnologia encontrada numa ponte extradorsal provêm directamente de pontes em viga caixão com pré-esforço exterior e de pontes de tirantes. As pontes de tirantes modernas existem há cerca de 50 anos e têm sido construídas com vãos principais desde os 15 m até mais de 1000 m.

Comparando com pontes de tirantes, as vantagens das pontes extradorsais para vãos menores que 200 m são numerosas:

- Como as sobrecargas rodoviárias produzem pequenas variações de tensão nos cabos extradorsais [1.22], estes podem ser desviados na zona dos pilares através de selas, permitindo a existência de torres mais compactas;
- Outra vantagem consiste no facto dos cabos extradorsais poderem ser ancorados perto das almas da viga caixão, visto que a componente vertical da força instalada no cabo é pequena quando comparada com pontes de tirantes, esta é transferida directamente para o tabuleiro sem a necessidade de diafragmas nos locais de ancoragem, poupando material, simplificando a construção e reduzindo o peso próprio do tabuleiro;
- As pontes extradorsais podem utilizar ancoragens de pré-esforço exterior correntes, em alternativa às ancoragens para elevadas variações de tensão, necessárias nas pontes de tirantes;
- Dado que as sobrecargas rodoviárias e restantes cargas permanentes são, na sua quase totalidade, conduzidas para os apoios pelo tabuleiro, os cabos extradorsais não necessitam de ser retensionados no final da construção, sendo estes dimensionados para equilibrar apenas o peso próprio da estrutura [1.8].
- Em relação às pontes de tirantes, as torres das pontes extradorsais possuem menor altura, tendo por isso sido muito utilizadas em meios urbanos, perto de aeroportos onde

existe restrições quanto à altura das torres ou em zonas rurais em que se deseja uma obra esteticamente atraente mas com reduzido impacto no meio envolvente

A opção por uma solução com um tabuleiro com pré-esforço extradorsal pode ser assim uma boa solução. Essa opção deve ter em conta um estudo cuidadoso que tenha em consideração todos os factores determinantes, tais como a relação entre vãos, o número de apoios, a estética, os custos, o enquadramento com o meio ambiente e todos os condicionalismos técnicos para a qual é pensada.

1.2 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

Jacques Mathivat é considerado o responsável por ter “inventado” o conceito de Pré-esforço Extradorsal, o qual foi publicado num artigo científico em 1988 [1.22]. Mathivat apresenta o conceito de pré-esforço extradorsal como uma evolução da construção em consola por avanços sucessivos, com o intuito de desenvolver um processo construtivo em que os cabos fossem inteiramente substituíveis. Em França, desde os anos 80, a construção de pontes em consola por avanços sucessivos utilizava maioritariamente dois grupos distintos de cabos de pré-esforço: cabos interiores horizontais utilizados durante a fase de consola e cabos exteriores que descem a partir das zonas dos pilares e são desviados em dois locais no vão. A eficácia do pré-esforço exterior na zona dos pilares é proporcional ao braço entre estes cabos e a zona à compressão.

A primeira ponte atirantada moderna em betão foi a “Main Bridge” perto de Frankfurt, projectada por Ulrich Finsterwalder e cuja construção foi concluída em 1973, apenas 10 anos antes da introdução do conceito de ponte extradorsal. As concepções iniciais de pontes atirantadas em betão apresentavam tabuleiros pré-esforçados apoiados nos locais de ancoragem dos tirantes, tal como a ponte projectada pelo Engenheiro italiano Morandi sobre o Lago de Maracaibo, na Venezuela [1.3], tendo a sua construção sido concluída em 1962. Nestas estruturas, as cargas eram encaminhadas para os apoios através de flexão do tabuleiro.

O pré-esforço extradorsal utiliza um tabuleiro rígido para distribuir as cargas para os diferentes cabos. Gustavo Chio Cho sugere que a ideia de pré-esforço extradorsal tenha surgido através da combinação de pontes atirantadas de betão com pontes em viga caixão de espessura constante, em que se tornava necessário utilizar cabos de pré-esforço provisórios durante a fase construtiva, resultando numa solução híbrida, onde os cabos temporários se tornaram definitivos [1.8].

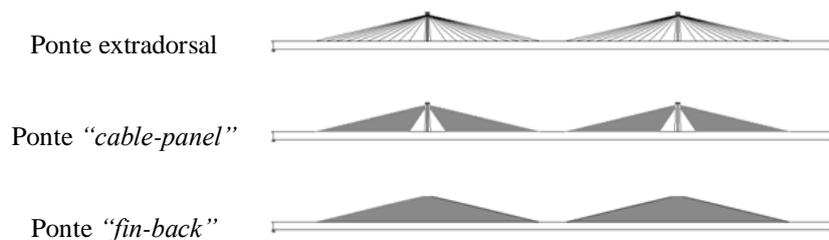


Figura 1.2 – Ponte extradorsal, ponte “cable-panel”, ponte “fin-back”.

Mathivat em 1988 sugere que as pontes “cable-panel” e as pontes “fin-back” tenham sido inspiradas pelo desejo de reduzir o peso próprio de pontes em viga caixão construídas por avanços sucessivos. Localizando os cabos de pré-esforço nas paredes acima do tabuleiro na zona de apoio, a linha neutra da secção sobe, aumentando a área à compressão e, levando conseqüentemente a estrutura a ser mais eficiente que uma ponte em viga-caixão construída por avanços sucessivos [1.22]. Estas estruturas apresentam um comportamento estrutural semelhante às pontes extradorsais mas diferem na aparência, na rigidez do seu tabuleiro e no facto dos cabos não poderem ser substituídos facilmente uma vez que se encontram no interior das paredes de betão. No entanto, as proporções deste tipo de pontes tiveram um significativo impacto no desenvolvimento das pontes extradorsais. Concluída em 1980, a Ponte Ganter (Suíça, *Figura 1.3*), a primeira ponte deste tipo, é a mais conhecida mundialmente e inspirou o Viaduto Arrêt-Darré (França, *Figura 1.4*) [1.32]. A Ponte Ganter é uma ponte do tipo “cable-panel” com um vão principal de 174 metros, e em que a meio vão está a uma distância de 140 metros do solo. Esta ponte foi projectada pelo engenheiro Christian Menn, que tem no seu currículo muitas pontes esbeltas de betão armado pré-esforçado.

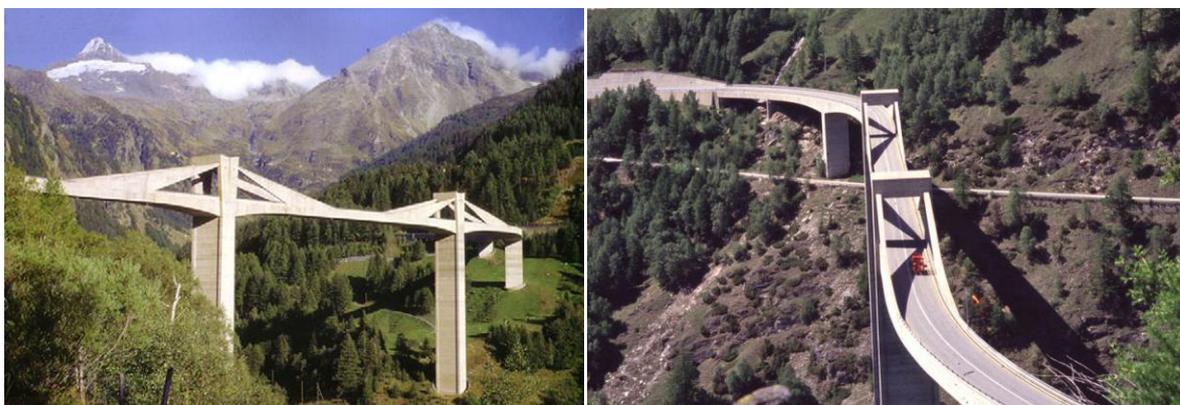


Figura 1.3 – Ponte Ganter, Suíça [1.15].

A estrada desenvolve-se paralelamente em cada lado do vale enquanto a ponte atravessa este, exigindo curvas apertadas em cada uma das extremidades. A ponte teve duas condicionantes

únicas: pilares altos e rígidos condicionados pelos ventos fortes que se desenvolvem no vale e um tabuleiro muito estreito tendo em conta o vão principal. David Billington, um Professor de Engenharia e director do Programa de Arquitectura e Engenharia na Universidade de Princeton, explica que a concepção de Menn foi realizada tendo em conta a estética. Apesar de uma ponte em viga-caixão construída em consola ser de mais fácil construção, representava porventura uma solução horizontal esteticamente menos elegante comparativamente com os elementos verticais necessários [1.2].

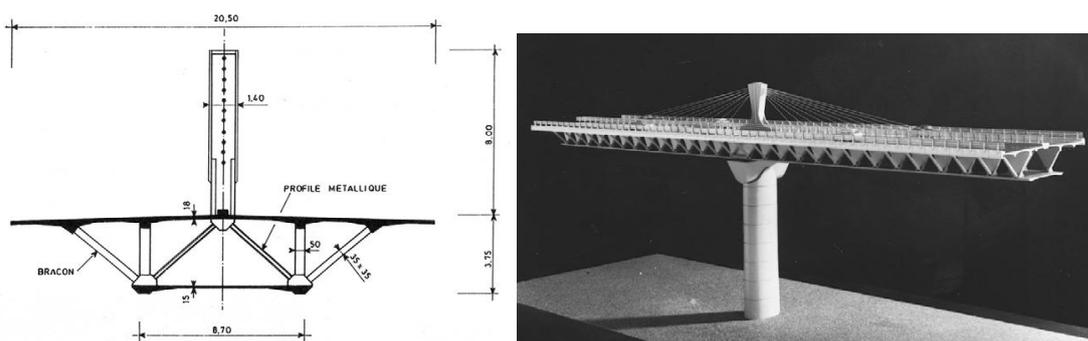


Figura 1.4 – Viaduto Arrêt-Darré, França [1.22].

A primeira aplicação de pré-esforço extradorsal foi realizada na proposta de Mathivat para o Viaduto Arrêt-Darré (França, Figura 1.4) com a utilização de secções de viga-caixão pré-fabricadas [1.23] em 1982-1983. A utilização de pré-esforço extradorsal ao longo da viga resultou numa poupança de cerca de 30% de material comparativamente a uma solução convencional de viga-caixão construída em consola por avanços sucessivos. A proposta de Mathivat substituiu cabos interiores no banzo superior da viga por cabos exteriores acima do tabuleiro, desviados sobre os pilares através de torres e ancorados no interior na viga, apelidados de “cabos extradorsais”. A pequena excentricidade dos cabos sobre os pilares permite que estes sejam tensionados até níveis de tensão iguais aos normalmente utilizados em pré-esforço convencional, uma vez que a principal função destes cabos é de exercer compressão horizontal no tabuleiro e visto estes estarem sujeitos a baixos esforços criados pelas sobrecargas rodoviárias, minimizando os efeitos que causam a fadiga do aço. O Engenheiro Michel Virlogeux explica que esta concepção foi motivada pelo desejo de utilizar tirantes de uma forma mais eficiente, permitindo tensões nos cabos da ordem de $0.65 f_{puk}$ em vez do limite $0.45 f_{puk}$, tradicionalmente adoptado para as pontes atirantadas. Contudo esta proposta não foi a vencedora, tendo sido adoptada uma solução convencional de viga-caixão construída em consola por avanços sucessivos [1.33].

A Ponte Barton Creek (EUA, *Figura 1.5*) é uma das poucas pontes do tipo “*fin-back*” existentes. Esta ponte no Texas, EUA, passa sobre um vale ambientalmente sensível. O estudo prévio apresentou esta solução com um vão principal de 104 m e um custo semelhante a uma outra solução em viga-caixão tradicional. A solução “*fin-back*” foi escolhida tornando-se um marco local e atraindo atenção pela sua construção. O arquitecto do projecto salienta que o aspecto triangular enquadra-se muito bem nos cumes presentes na paisagem envolvente [1.12]. Tony Gee, que participara anteriormente em propostas de pontes “*fin-back*”, concebeu a Ponte Barton Creek (EUA, *Figura 1.5*) tendo em conta que a facilidade de construção seria o ponto mais importante da sua proposta. A secção transversal adoptada consiste numa única viga-caixão, com altura constante e sem diafragmas, nem mesmo sobre os pilares, com almas interiores inclinadas que sobem na zona dos pilares formando uma “barbatana”. Em termos de durabilidade e manutenção, a ponte “*fin-back*” apresenta vantagens em relação a uma ponte em viga-caixão tradicional, dado que os cabos de pré-esforço se encontram no interior da “barbatana”, longe da superfície do tabuleiro exposta ao tráfego rodoviário.

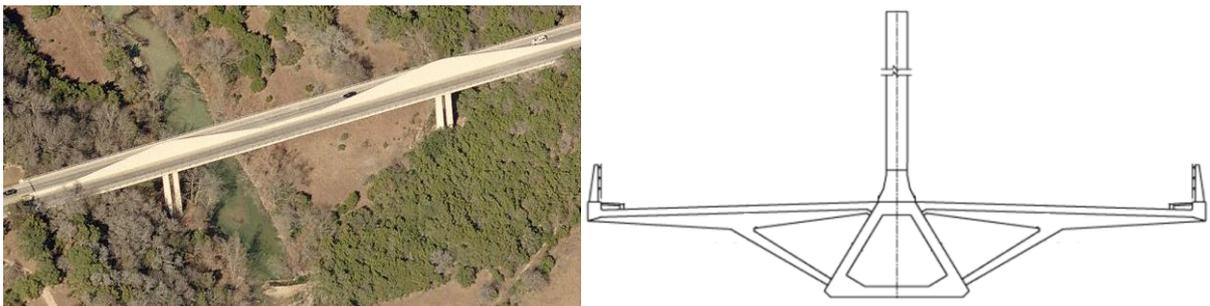


Figura 1.5 – Ponte Barton Creek, EUA [1.5,1.17].

Mesmo com todo o sucesso conseguido pela Ponte Barton Creek, foram poucas as pontes “*fin-back*” construídas deste então.

Michel Virlogeux identifica duas desvantagens relevantes associadas às paredes de betão nas pontes “*cable-panel*” e “*fin-back*” que talvez expliquem a sua pouca difusão. Por um lado, os cabos de pré-esforço não podem ser substituídos após a construção e, por outro lado, existe um custo substancial associado à construção das paredes [1.33]. Os projectistas da Ponte Barton Creek (EUA, *Figura 1.5*) tomaram medidas para reduzir o custo das paredes de betão e defenderam que o custo adicional em protecção para os tirantes seria maior que o custo das paredes. No entanto, dado que as paredes de betão adicionam peso próprio à estrutura, a sua utilização só é económica para vãos pequenos. Em termos estéticos, os cabos das pontes

extradorsais apresentam uma aparência mais ligeira que as pesadas “barbatanas” de betão das pontes “*fin-back*” [1.17].

Em Portugal, a primeira, e única até à data, ponte dos tipos “*cable-panel*” ou “*fin-back*” é a Ponte dos Socorridos (Portugal, *Figura 1.6*) que transpõe o vale com o mesmo nome, localizada na Ilha da Madeira. Esta obra de arte foi projectada pelo Professor António Reis e pelo Engenheiro Armando Pereira. A sua construção foi concluída em 1994, possui quatro vãos de 86+106+85 +54 m e apresenta dois pilares com altura de cerca de 100 metros [1.27].



Figura 1.6 – Ponte dos Socorridos, Portugal [1.13,1.14].

Neste caso, os Projectistas referem que a grande rigidez dos painéis permite reduzir as deformações do tabuleiro e diminuir a variação de tensão nos cabos em serviço. Mas, por outro lado, identificam também algumas desvantagens tais como a dificuldade de controlo da fissuração dos painéis de betão, principalmente durante a construção, e a amplificação dos efeitos sísmicos devido à elevada rigidez e maior massa do tabuleiro.

A primeira ponte extradorsal “genuína” foi construída em 1994 no Japão e baptizada de “Odawara Blueway” (Japão, *Figura 1.7*), com um comprimento total de 270 m, subdivididos em três vãos contínuos de 74+122+74 m. Desde então, foram construídas enumeras pontes extradorsais no Japão, China e Coreia do Sul, utilizando esta nova concepção estrutural para vãos principais entre 100 e 200 metros.



Figura 1.7 – Ponte de Odawara Blueway, Japão [1.14].

Akio Kasuga, Engenheiro de Pontes na Sumitomo Mitsui Construction Co, Ltd. foi pioneiro na aplicação dos conceitos de Mathivat na construção da primeira ponte extradorsal. Kasuga defende que a sua concepção se baseia nas directrizes estabelecidas por Mathivat, no entanto adopta metade da altura das torres das pontes atirantadas [1.26], ao contrário de Mathivat que adopta um terço da altura, para um mesmo vão principal [1.22]. O plano único de cabos extradorsais proposto para o Viaduto Arrêt-Darré é mais leve que os dois planos adoptados na Ponte Odawara Blueway. No entanto, as torres da Ponte Odawara Blueway, como ilustrado na *Figura 1.7*, estão bem integradas com os pilares abaixo do tabuleiro, enquanto no Viaduto Arrêt-Darré (França, *Figura 1.4*) o tabuleiro está apoiado em pilares excessivamente grandes e que marcam muito a vista em perfil da obra.

Vários artigos sobre pontes extradorsais no Japão reconhecem e elogiam Mathivat pela invenção do conceito de ponte extradorsal [1.26], não obstante, estas pontes assemelham-se mais na aparência e proporções adoptadas à Ponte Ganter (Suíça, *Figura 1.3*) que ao Viaduto Arrêt-Darré (França, *Figura 1.4*), com a única diferença que não apresentam os cabos no interior das paredes de betão. A maioria das pontes extradorsais no Japão construídas até à data têm arranjos de cabos em semi-leque, com o primeiro cabo a ancorar a cerca de um quinto do vão a partir do pilar.

O viaduto de Mathivat apresenta seis vãos, estando simplesmente apoiado em aparelhos de apoio, enquanto que a primeira ponte extradorsal construída no Japão apresenta três vãos, com ligação monolítica entre o tabuleiro e os pilares. Esta diferença possibilita que a Ponte Odawara Blueway (Japão, *Figura 1.7*) possua um tabuleiro mais esbelto que a proposta inicial de Mathivat para as pontes extradorsais.

Em 1987, Menn apresentou conclusões sobre as vantagens de torres mais rígidas e mais baixas para pontes atirantadas. Dado que as torres curtas funcionam como consolas fortemente comprimidas, estas necessitam de menos armadura que uma ponte atirantada com torres mais altas, e portanto com maiores momentos-flectores. Por outro lado, porque as torres são mais curtas e rígidas, numa ponte extradorsal não é necessário tirar partido dos tirantes estabilizantes ou do tabuleiro rígido nos vãos laterais para controlar as deformações devido às sobrecargas. Por fim, as torres curtas são mais económicas que as normalmente adoptadas para pontes atirantadas, sendo contudo, em geral, necessários tirantes com maior número de cordões [1.25].

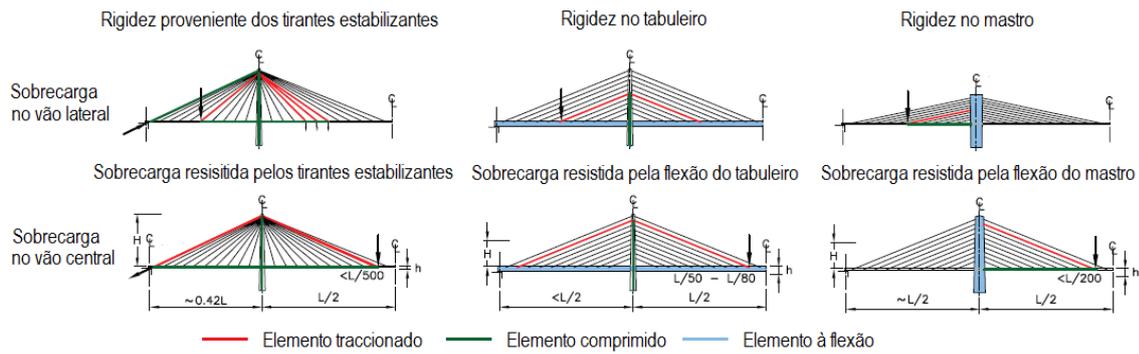


Figura 1.8 – Resposta de uma ponte atirantada com rigidez, nos tirantes, no tabuleiro ou nas torres, quando submetida a sobrecargas.

De facto, existem três formas distintas de prover uma ponte atirantada com a rigidez necessária para acomodar as deformações causadas pelas sobrecargas, como ilustra a Figura 1.8. Cada opção confere rigidez a um dos três elementos deste tipo de pontes: aos tirantes, ao tabuleiro ou às torres. Assim, com torres rígidas, o tabuleiro pode apresentar uma esbelteza ($L_{\text{vão principal}}/h_{\text{tabuleiro}}$) da ordem dos 200, sem que para isso seja necessário adoptar tirantes estabilizantes [1.1].

Em 1989, Menn propõe uma solução extradorsal para a Ponte Poya, de modo a integrar da melhor forma a ponte com o fundo vale em Fribourg, Suíça [1.2]. Menn integrava na altura o Júri para a escolha da melhor solução. No entanto, devido a não ter ficado convencido com nenhuma das propostas apresentadas pelos Concorrentes, decidiu apresentar a sua própria solução. Menn pensava que uma ponte atirantada com elevadas torres com uma altura total de 120 m, dos quais 45 m seria acima da cota do tabuleiro, sobressairia na cidade, não estimulando o seu carácter histórico. No mesmo artigo, Menn defende uma solução de ponte com torres rígidas e um tabuleiro esbelto, explicando que as sobrecargas rodoviárias são resistidas directamente pela flexão das torres, possibilitando assim que os vãos laterais sejam aumentados para metade do vão central [1.24].

A Ponte Saint-Remy-de-Maurienne (França, Figura 1.9) foi a primeira ponte extradorsal a ser construída em França. Esta apresenta dimensões muito inferiores às pontes extradorsais construídas no Japão. Neste caso era desejado vencer uma maior distância sem aumentar a altura do tabuleiro, não condicionando assim o *gabarit* da via inferior, mas possibilitando uma boa solução para a transposição do rio. Esta obra ficou concluída em 1996 e apresenta um vão principal de apenas 54 m [1.13]. Para vãos desta dimensão é difícil crer que esta solução seja competitiva face a uma ponte vigada tradicional, no entanto, esta escolha deve-se a razões estéticas. O Arquitecto Charles Lavigne, que desenvolveu o conceito de ponte extradorsal

com Mathivat, esteve também envolvido na solução adoptada na Ponte Saint-Remy-de-Maurienne (França, *Figura 1.9*).



Figura 1.9 – Ponte Saint-Remy-de-Maurienne, França [1.30].

Ainda em 1996, foi concluída no Japão a primeira ponte extradorsal ferroviária. O Viaduto Yashiro apresenta um comprimento total de 540 m [1.19].



Figura 1.10 – Viaduto Yashiro, Japão [1.34].

Em 1998 ficou concluída uma das obras-primas de Christian Menn, a Ponte Sunniberg (Suíça, *Figura 1.11*) [1.18]. Mais uma vez, Menn integrava o Júri numa competição de adjudicação de projecto, não tendo ficado satisfeito com nenhuma das três propostas apresentadas pelos Concorrentes, decidiu concorrer com uma solução própria, a qual foi aceite pelo Dono de Obra. A ponte desenvolve-se ao longo de 526 m a 60 m de altura, sobre um grande vale, apresentando múltiplos vãos com comprimentos da ordem dos 150 m. Menn preferiu esta solução pelas mesmas razões estéticas que o levaram a apresentar a solução para a Ponte Poya: se as torres fossem projectadas com dimensões convencionais, estas elevar-se-iam 35 m acima do tabuleiro, sobressaindo na paisagem envolvente [1.10].

As propostas submetidas a concurso não incluíam nenhuma ponte atirantada, optando todas por soluções mais convencionais, entre as quais se encontravam uma ponte treliçada, uma ponte em viga-caixão de betão construída por avanços sucessivos e uma ponte mista em viga-caixão. Pelo facto de existir uma elevada necessidade de integrar a estrutura esteticamente

com a paisagem envolvente, é defendido que a solução extradorsal é a escolha acertada, incorporando a paisagem com elegância ao mesmo tempo que expõe a técnica empregue na sua concepção [1.10].



Figura 1.11 – Ponte Sunniberg, Suíça [1.18].

A Ponte Sunniberg (Suíça, *Figura 1.11*), quando comparada com a Ponte Ganter (Suíça, *Figura 1.3*), apresenta-se como uma estrutura mais leve e mais transparente, exibindo a vista de todo o vale através dos seus cabos bem como da “permeabilidade” dos seus pilares.

Comparando as soluções apresentadas até 1998 pelos grandes impulsionadores dos conceitos empregues nas pontes extradorsais, Mathivat e Menn diferem nas suas concepções na forma como encaram o encaminhamento de cargas para o apoio. A concepção de Menn confere rigidez aos pilares, enquanto a de Mathivat utiliza a rigidez do tabuleiro. As duas opções adoptadas reflectem a prática habitual da época nos respectivos países de origem. Em França, verificava-se a utilização de segmentos pré-fabricados em muitas pontes de vãos médios, de modo a tornar a sua construção mais mecanizada e racional na utilização de cofragem. A utilização de segmentos pré-fabricados favorece o uso de tabuleiros com secções de altura constante, adoptando aparelhos de apoio, sendo possível a substituição dos cabos de pré-esforço, caso seja necessário ao longo do período de vida da estrutura. Pelo contrário, na Suíça, os engenheiros preferiam construções betonadas “*in-situ*” para garantir uma boa durabilidade, bem como pela economia da solução de pré-esforço interior. Construções betonadas “*in-situ*” possibilitam ligações monolíticas entre pilar e tabuleiro e requerem menores níveis de compressão ao longo do seu desenvolvimento, uma vez que esta é uma peça contínua, sem descontinuidades geradas pela ausência de armaduras passivas nas juntas conjugadas entre as aduelas pré-fabricadas.

Avaliando a perspectiva estética, a Ponte Sunniberg (Suíça, *Figura 1.11*) de Menn é uma solução muito mais leve que o Viaduto Arrêt-Darré (França, *Figura 1.4*) de Mathivat, dado que as dimensões da secção do tabuleiro são as mínimas necessárias para vencer o vão criado entre dois cabos adjacentes.

A Ponte Wuhu (China, *Figura 1.12*), concluída em 2000, detém o maior vão principal de entre todas as pontes extradorsais construídas até ao presente, apresentando uma distância entre torres de 312 m. A ponte ferroviária apresenta um tabuleiro treliçado metálico de secção constante, que se repete ao longo dos vãos simplesmente apoiados adjacentes com 144 m [1.9].



Figura 1.12 – Ponte Wuhu, China [1.11].

Em 2001, as Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa (Japão, *Figura 1.13*) na cidade de Mie, marcaram um recorde por se tornarem as pontes extradorsais mais longas alguma vez construídas, com comprimentos totais de 1397 m e 1145 m, respectivamente, apresentando vãos até 275 m.

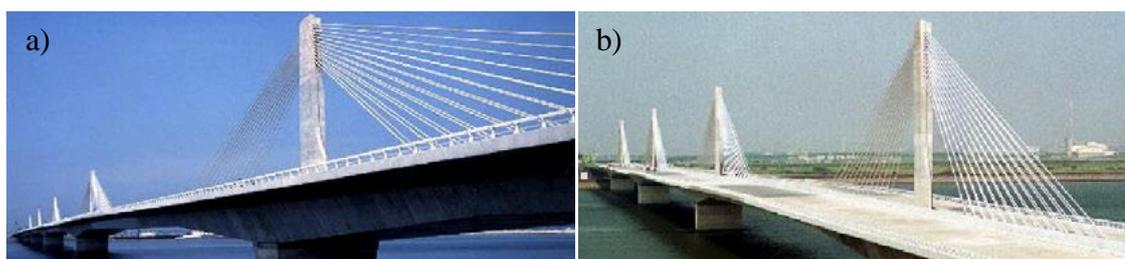


Figura 1.13 – a) Ponte Ibi Gawa e b) Kiso Gawa, Japão [1.19].

Estas pontes apresentam um tabuleiro híbrido, a parte central da superestrutura é metálica e as partes próximas dos pilares onde ancoram os cabos extradorsais são de betão. Esta concepção foi adoptada de modo a reduzir o peso próprio do tabuleiro, sendo assim possível vencer um maior vão. As vigas-caixão de betão foram construídas pelo método dos avanços sucessivos com aduelas pré-fabricadas e com as dimensões externas de 33 m de largura, de 4.3 a 7 m de altura e de 5 m de comprimento. A parte metálica do tabuleiro foi pré-fabricada em peças

únicas com comprimento de 100 m e içadas de barcaças até à cota do tabuleiro. As Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa (Japão, *Figura 1.13*) provaram assim que as pontes extradorsais são alternativas válidas na transposição de grandes vales, com competitividade técnica e económica em relação a pontes atirantadas.

No Brasil foram construídas duas pontes extradorsais: a Terceira Ponte de Rio Branco com um vão principal de 90 m, e a Ponte da Integração Brasil-Peru com um vão principal de 110 m. Estas pontes foram concluídas respectivamente em 2006 e 2007 [1.28].

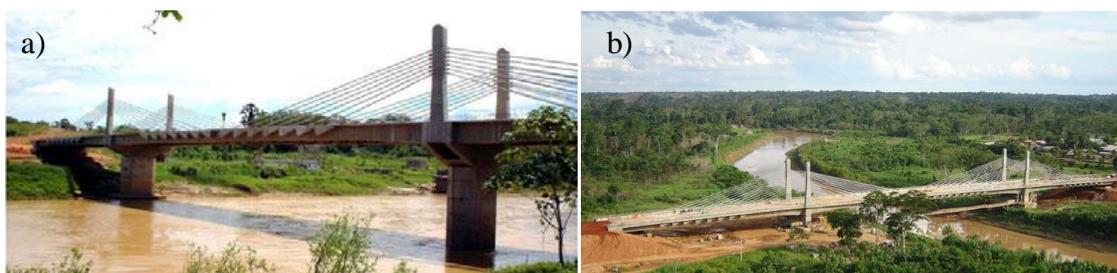


Figura 1.14 – a) Terceira Ponte de Rio Branco, Brasil e b) Ponte da Integração Brasil-Peru, Brasil [1.28].

O arranjo básico destas pontes extradorsais foi idealizado pelo Engenheiro Minoru Onishi, Director da Protende Sistemas e Métodos Lda. Onishi projectou os arranjos estruturais das duas primeiras pontes extradorsais no Brasil baseando-se na sua experiência como projectista de pontes atirantadas.

As pontes extradorsais têm vindo a apresentar um crescente sucesso como alternativas para soluções com vãos entre os 50 m e os 250 m. Mundialmente já foram construídas mais de 70 pontes extradorsais, estando muitas outras em fase de projecto ou de construção.

Grande parte das pontes extradorsais construídas até à data encontram-se sobre vias marítimas onde o *gabari* de navegação é uma condicionante, bem como a altura máxima admissível das torres pela proximidade de aeroportos ou simplesmente por uma melhor integração estética com a envolvente. Estas condicionantes favorecem a adopção de uma solução extradorsal em detrimento de uma solução em viga-caixão por avanços sucessivos, dado que esta última teria uma altura de secção de tabuleiro na zona do pilar duas vezes superior à da solução extradorsal de vão equivalente. Por outro lado, uma solução atirantada convencional apresenta o inconveniente de possuir torres duas a três vezes mais altas que a extradorsal, sendo em alguns casos um obstáculo à escolha desta solução.

Quanto à legislação existente em relação ao dimensionamento de pontes extradorsais, o Serviço de Estudos Técnicos de Estradas e Auto-estradas, entidade francesa SETRA, publicou em 2001 um documento que enumera os limites máximos para as tensões instaladas para os diferentes tipos de cabos exteriores. Neste documento, os cabos de pré-esforço exterior são definidos como elementos sujeitos a variações de tensão até 15 MPa quando a resistir às sobrecargas rodoviárias, enquanto os tirantes de pontes atirantadas serão sujeitos a variações de tensão da ordem dos 100 MPa. Os cabos extradorsais são caracterizados por apresentarem tensões devido às sobrecargas rodoviárias da ordem dos 30 MPa até 100 MPa e não são sensíveis a vibrações criadas pelo vento [1.29]. Estas especificações resultam da necessidade de existência de recomendações de projecto para pontes extradorsais, que não se encontram englobadas nas pontes atirantadas ou nas pontes em viga-caixão tradicionais. Documentos como o publicado pelo SETRA são da maior importância uma vez que enquadram muitas das decisões a tomar, possibilitando e encorajando soluções criativas para pontes atirantadas/extradorsais.

1.3 ESTUDOS PARAMÉTRICOS EM PONTES EXTRADORSAIS

Mathivat e Menn, os impulsionadores das pontes extradorsais, desenvolveram os seus critérios de pré-dimensionamento para a altura a adoptar para as torres, definiram as relações entre vão principal e lateral e aconselharam quanto à melhor altura da secção transversal do tabuleiro em função do vão principal e quanto ao melhor arranjo de cabos extradorsais. Estes critérios de dimensionamento foram seguidos por vários engenheiros japoneses, responsáveis pela maioria das pontes extradorsais construída no século XX.

Após a definição dos critérios iniciais, foram vários os autores que estudaram em pormenor a influência de determinadas variáveis na concepção de pontes extradorsais. Através da realização de estudos paramétricos foi possível obter conclusões bastante interessantes que ajudaram no dimensionamento mais optimizado de pontes extradorsais recentes. Deve destacar-se os estudos realizados por Komiya, Chio Cho, Karel Bruyland e Daniel dos Santos.

Em 1999, Komiya, do Instituto Japonês de Pontes e Estruturas, publicou várias análises realizadas num modelo de uma ponte extradorsal com três vãos de 74+122+74 m. Esta ponte apresenta uma relação $L_{\text{vão principal}}/h_{\text{tabuleiro}}$ de 35 na zona dos pilares e de 55 a meio vão, sendo que estas são as dimensões e proporções da Ponte Odawara Blueway. Os parâmetros estudados por Komiya incluíam a altura das torres, a distância entre a zona de ancoragem dos cabos extradorsais e os pilares, a rigidez do tabuleiro e a rigidez das torres [1.21].

Como resultados deste estudo realizado por Komiya, este apresentou cinco razões para que uma ponte extradorsal seja potencialmente mais vantajosa que uma ponte em viga-caixão tradicional ou que uma ponte atirantada:

- Este sugere, que a altura ideal da secção transversal do tabuleiro se situa entre 2 a 4 m, cerca de metade da altura verificada numa solução em viga-caixão tradicional e o dobro da verificada numa ponte atirantada com vão principal de igual dimensão. Assim, serão registados menores problemas durante a fase construtiva, devido à maior rigidez do tabuleiro, nomeadamente um controlo mais fácil da fendilhação.
- Um tabuleiro rígido permite que a estrutura seja contínua ao longo de vários vãos e apropriada para o uso ferroviário, dado que as deformações serão menores que as apresentadas numa solução mais esbelta.
- A existência de torres cria um efeito simbólico mais marcante que numa ponte vigada tradicional, dotando a estrutura de uma maior importância estética.
- Os cabos extradorsais podem ser fixos ao tabuleiro através de ancoragens tradicionais de pré-esforço exterior em oposição às ancoragens caras com alta resistência à fadiga, utilizadas nas pontes atirantadas.
- Os cabos extradorsais são também menos sensíveis a vibrações e não necessitam ser retensionados durante a construção.

Em suma, Komiya concluiu que cabos extradorsais apresentam um menor custo relativamente a tirantes, e que, por princípio, as pontes extradorsais são soluções mais económicas que as pontes atirantadas mas menos que as pontes em viga-caixão convencionais, baseando-se apenas no custo dos materiais consumidos.

Em 2000, Chio Cho expôs numa publicação uma série de estudos paramétricos por si realizados num modelo de uma ponte extradorsal com características similares às da Ponte Odawara Blueway, com vão central de 122 m e vãos laterais de 74 m. Os resultados apresentados quanto ao comportamento estrutural de pré-esforço extradorsal conduziram a importantes recomendações de dimensionamento publicadas em 2002.

Estas recomendações sugerem que o cabo extradorsal mais próximo das torres seja ancorado a uma distância equivalente a 0.18 a 0.25 do vão principal, dado que os cabos mais próximos dos pilares são menos eficientes. O tabuleiro deve apresentar uma altura de secção proporcional a 1/45 do vão principal a meio vão e a 1/35 na zona dos pilares, de forma a manter a variação de tensão nos cabos devido às sobrecargas rodoviárias abaixo dos 80 MPa, sendo esta a tensão limite para ancoragens convencionais. Dado que a construção das pontes extradorsais é realizada por avanços sucessivos, torna-se necessário definir que cargas serão equilibradas pelos cabos durante a fase construtiva. Compensando a totalidade das cargas permanentes durante a fase de construção em consola, obtêm-se grandes forças de tracção na fibra inferior do tabuleiro na zona do pilar. Assim, Chio Cho sugere que os cabos extradorsais equilibrem 80% das cargas permanentes de modo a controlar as tensões no tabuleiro durante a construção, evitando deste modo um re-tensionamento dos cabos após o final da fase em consola. Como não é possível equilibrar a totalidade das cargas permanentes durante a fase construtiva, a consideração de efeitos de fluência é essencial, tornando-se necessário dotar o tabuleiro de uma contraflecha para contrariar as deformações a longo prazo [1.7].

Em 2005, Karel Bruyland apresentou resultados de um estudo paramétrico quanto à eficiência do uso do pré-esforço extradorsal fazendo variar parâmetros tais como a relação entre vão principal e lateral, a excentricidade dos cabos nas torres e a meio vão, a altura da secção do tabuleiro ou a excentricidade dos cabos na zona de apoio de extremidade. Bruyland defende que em duas pontes com iguais vãos principais, mas com diferentes vãos laterais, a que apresenta menor vão lateral para a mesma solução de cabos de pré-esforço necessitará de uma maior excentricidade sobre os pilares centrais. Bruyland constata que para vãos laterais superiores a metade do vão principal existe uma maior necessidade de pré-esforço nos vãos laterais. Por outro lado, para vãos laterais inferiores a 0.4 do vão principal, existe uma maior necessidade de pré-esforço neste último, sendo que, para relações de $L_{\text{vão lateral}}/L_{\text{vão principal}}$ entre 0.4 e 0.5, a necessidade de pré-esforço em ambos os vãos é aproximadamente a mesma. No entanto, para vãos laterais até 0.3 do vão principal, para uma mesma solução de cabos ao longo do tabuleiro, a excentricidade dos cabos no vão principal deve ser substancialmente superior à dos vãos laterais [1.6].

Outra conclusão apresentada pelo mesmo autor está relacionada com o valor da sobrecarga em função da carga total aplicada na estrutura: quanto maior esta relação menor a necessidade de uso de pré-esforço extradorsal. No caso de uma ponte extradorsal ferroviária, a altura óptima de desvio dos cabos nas torres é menor que a de uma ponte rodoviária quando se

utiliza o mesmo número de cabos ao longo de todo o tabuleiro. Deste modo, consegue-se que a componente horizontal da força instalada no tabuleiro seja superior, garantindo uma maior compressão para os estados limite de serviço aquando da verificação da descompressão ao longo da secção do tabuleiro.

Daniel dos Santos publicou em 2006 os resultados obtidos no seu estudo paramétrico numa ponte extradorsal com vão principal de 150 m simplesmente apoiada nos pilares. Este estudo contemplou a análise da influência da altura das torres, a altura da secção transversal do tabuleiro, o comprimento do vão lateral em função da área total de cabos extradorsais, a variação de tensão nos cabos e o momento flector no tabuleiro, no desempenho estrutural de pontes extradorsais. Santos concluiu que o peso de aço de pré-esforço interior aumenta consideravelmente com a redução da compensação das cargas permanentes de 100% para 80%, mas o peso total de aço de pré-esforço (interior mais extradorsal) é menor para uma menor compensação de cargas.

Este autor sugere que a área de aço dos tirantes das pontes atirantada influencia de forma mais significativa o comportamento estrutural que no caso das pontes com pré-esforço extradorsal. Ao reduzir a altura da secção do tabuleiro, a área de pré-esforço extradorsal necessária diminui e a variação de tensão nos cabos e flecha imediata do tabuleiro aumentam, por outro lado, aumentando a altura das torres, a área de pré-esforço extradorsal necessária e a flecha imediata no tabuleiro são reduzidas e a variação de tensão nos cabos aumenta. Verifica-se que a altura das torres produz uma maior influência no comportamento estrutural das pontes extradorsais que a altura da secção transversal do tabuleiro. Santos sugere que, para relações entre o vão principal e altura das torres de 15,10 e 5, se verificam relações entre o vão principal e a altura da secção de 37, 34 e 27, respectivamente, de modo a manter as variações de tensão devido às sobrecargas rodoviárias abaixo dos 50 MPa [1.28].

As conclusões de Santos apresentam algumas limitações uma vez que os esforços no tabuleiro não foram obtidos em cada fase da construção e este assumiu que a restante carga permanente é adicionada à estrutura em simultâneo com o peso próprio. Santos não considerou também nenhuma redistribuição de esforços na fase final devido aos efeitos de retracção e fluência.

1.4 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação tem assim como objectivo o estudo detalhado das pontes com pré-esforço extradorsal. Nesse sentido pretende-se avaliar a influência de parâmetros geométricos anteriormente apresentados, tais como a altura das torres, altura da viga e dimensão de pilares no funcionamento estrutural, no custo da obra e na facilidade da concepção e dimensionamento de uma ponte extradorsal.

Os objectivos da dissertação podem deste modo ser organizados da seguinte forma:

- Clarificar o significado de ponte extradorsal e como este sistema estrutural tem evoluído;
- Fornecer um resumo alargado das pontes extradorsais construídas até à data;
- Determinar as cargas condicionantes para o dimensionamento de uma ponte extradorsal;
- Definir uma estratégia para o dimensionamento de uma ponte extradorsal;
- Aferir quanto à eficiência de uma estrutura suportada por cabos ao ser-lhe fornecida rigidez ao nível do tabuleiro;
- Estabelecer qual a competitividade de uma ponte extradorsal em relação a uma ponte em viga-caixão convencional e a uma ponte atirantada.

É por fim desejável que com a realização desta dissertação se obtenha um sentido crítico de como cada componente de uma ponte extradorsal afecta o seu comportamento estrutural. Contudo, esta aprendizagem é difícil uma vez que existe uma complexa relação entre todos os elementos numa estrutura complexa como a que se pretende estudar.

1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para além do presente capítulo 1, da Introdução, definição de objectivos e estrutura do trabalho, a dissertação está organizada em mais quatro capítulos da forma seguinte:

- O Capítulo 2 fornece um resumo alargado das pontes extradorsais construídas até à data, ilustrando a variedade e o elevado potencial deste tipo estrutural de pontes. Esta informação é também o ponto de partida para a concepção inicial da estrutura e de cada um dos seus diferentes componentes.
- O Capítulo 3 discute os principais factores que definem o dimensionamento de uma ponte extradorsal. Desde o seu enquadramento no vasto mundo das pontes às diferentes soluções para alguns detalhes críticos, que têm de ser considerados no dimensionamento

final. Muitas destas questões são de aplicação geral para qualquer ponte de médio a grande vão, dado que representam considerações importantes para o processo de concepção e dimensionamento de qualquer ponte em betão armado pré-esforçado.

- No Capítulo 4 realiza-se a concepção e dimensionamento de uma solução para uma ponte extradorsal e para uma outra atirantada. As condicionantes de projecto são definidas pelo local onde já existe uma ponte em viga-caixão construída por avanços sucessivos que apresenta um vão principal de 120 metros e vãos laterais de 75 metros. Trata-se de um projecto da empresa GRID – Consultas, Estudos e Projectos de Engenharia, SA, de uma ponte situada na auto-estrada A13 sobre o rio Sorraia, tendo a sua memória descritiva assim como as suas peças desenhadas principais sido disponibilizadas pelo Orientador deste trabalho como ponto de partida para o estudo de soluções alternativas em relação à solução construída. É realizada uma comparação em termos de quantidades de materiais para cada solução, assim como o seu custo de modo a possibilitar uma análise geral da relação custo/eficiência de cada solução estrutural.
- Finalmente o Capítulo 5 conclui esta dissertação resumindo-se as principais conclusões obtidas ao longo dos capítulos anteriores e enumerando alguns desafios para futuros estudos.

Pretende-se, por fim, na estruturação do trabalho que este forneça a informação necessária sobre as considerações e as opções tomadas, de modo a que um engenheiro de estruturas possa entender os passos chave envolvendo a concepção e dimensionamento de uma ponte extradorsal com os actuais códigos de dimensionamento.

2 PONTES EXTRADORSAIS EXISTENTES

Estima-se que até ao presente tenham sido construídas mais de 70 pontes extradorsais em todo o mundo, estando muitas outras em fase de construção e de projecto. É expectável que mais pontes extradorsais tenham sido ainda construídas em países onde se torna difícil obter informação técnica sobre as obras, tal como é o caso da R. P. da China, onde nos últimos anos se tem verificado uma elevada expansão no número de obras públicas.

Neste segundo capítulo serão abordadas de forma resumida as pontes extradorsais construídas até à data, que foram encontradas referenciadas na numerosa bibliografia consultada. Referem-se em particular algumas pontes que exibem algumas características singulares, que marcaram a evolução das pontes extradorsais e que influenciaram algumas escolhas nos capítulos seguintes do trabalho. A análise das pontes extradorsais construídas até ao presente fornece um conhecimento de base, que permite entender em que situações são adoptadas diferentes soluções estruturais.

No sub-capítulo 2.1 são abordadas de forma resumida as 72 pontes construídas até ao presente. As pontes são apresentadas por ordem cronológica de conclusão da construção, referindo-se algumas características gerais e técnicas, tais como o nome, o país onde se localizam, a largura e altura do tabuleiro, o comprimento dos vãos, o tipo de utilização, o tipo de suspensão, o tipo de tabuleiro e os materiais utilizados neste, uma figura e, no caso de existirem, as peças desenhadas com algumas cotagens.

No sub-capítulo 2.2 as pontes extradorsais apresentadas anteriormente são comparadas, estando representados gráficos resumo de algumas características.

O sub-capítulo 2.3 avalia as quantidades principais dos materiais utilizados e a rigidez do tabuleiro, comparando-os com os valores tipicamente utilizados numa ponte em viga-caixão tradicional e numa ponte atirantada.

No sub-capítulo 2.4 são estudadas algumas pontes extradorsais que, pelas suas características inovadoras, tiveram bastante impacto no desenvolvimento desta solução estrutural. Estas pontes apresentam concepções de referência e foram dimensionadas tendo em conta critérios que serviram de base sólida para outras obras construídas posteriormente.

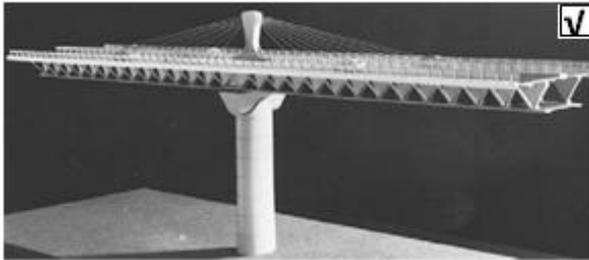
2.1 PONTES EXTRADORSAIS CONSTRUÍDAS ATÉ AO PRESENTE

As pontes extradorsais têm sido soluções economicamente competitivas para vãos principais entre 100 e 250 m. Apresentando uma estética inovadora, tornaram-se soluções competitivas em relação às pontes em viga-caixão tradicionais e às pontes de tirantes. As pontes extradorsais têm sido adoptadas em detrimento de soluções mais convencionais por apresentarem vantagens importantes, de entre as quais deve destacar-se:

- Uma altura de tabuleiro inferior à das pontes em viga-caixão tradicionais, permitindo um maior *gabarit*;
- Uma menor altura das torres que em pontes atirantadas (sendo esta característica de extrema importância quando existem restrições em altura pela proximidade a aeroportos);
- Na opinião de alguns autores, nomeadamente de Menn [2.37], num vale profundo em que os pilares são altos, se as torres acima do tabuleiro apresentarem uma altura perto de metade da altura dos pilares, esta torna-se uma solução “deselegante” do ponto de vista estético, sendo preferível adoptar uma ponte extradorsal, uma vez que apresenta menores torres face a uma ponte atirantada;
- Adoptando uma ponte extradorsal em vez de uma ponte atirantada ou de uma ponte em viga-caixão tradicional é possível adoptar a mesma secção que a utilizada nos viadutos de acesso, sendo deste modo possível vencer um maior vão sem aumentar o pré-esforço interior ou exterior, obtendo-se ainda uma melhor harmonização entre os viadutos de acesso e a ponte;
- Por último, mesmo nas situações em que nenhuma das condicionantes referidas é determinante para a opção por uma ponte extradorsal, estas serão sempre esteticamente atractivas, criando um maior impacto que soluções vigadas, que necessariamente adoptam um tabuleiro menos esbelto.

A escolha por uma ponte extradorsal torna-se, assim, cada vez mais uma hipótese viável para vãos de média dimensão, sendo possível variar muito o seu aspecto, através da alteração do formato das torres, modificação da configuração de cabos e até com a utilização das mais diversas secções de tabuleiro, como se pode verificar pela variedade de pontes extradorsais construídas até ao presente. No Quadro 2.1, nas páginas seguintes, são apresentadas as características técnicas das pontes extradorsais encontradas na literatura. Na *Figura 2.1* são apresentadas os alçados e secções transversais do tabuleiro da maioria das obras deste quadro.

Quadro 2.1 - Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
1 - Ponte Ganter - Suíça	1980	- 10.0 x (5.0 a 2.5) - 127.0 + 174.0 + 127.0 + 80.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		
Referências: [2.28,2.66]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular - Ponte "cable-panel"		
2 - Viaduto Arrêt-Darré - França	Proposta 1983	- 20.5 x 3.75 - 60.0 + 4 x 100.0 + 52.0 - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular com treliça metálica a suportar as consolas laterais		
Referências: [2.35,2.36,2.64,2.65]				
3 - Ponte Barton Creek - Estados Unidos da América	1987	- 17.7 x 3.7 - 47.6 + 103.6 + 57.9 - Ponte "fin-back" rodoviária - Suspensão central		
Referências: [2.17,2.23]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular com almas inclinadas para o centro até formar a barbatana		
4 - Ponte dos Socorridos - Portugal	1993	- 20.0 x 3.5 - 54.0 + 85.0 + 106.0 + 86.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central		
Referências: [2.49,2.59]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular - Ponte "cable-panel"		
5 - Ponte Odawara Blueway - Japão	1994	- 13.0 x (3.5 a 2.2) - 73.3 + 122.3 + 73.3 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		
Referências: [2.6,2.28]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão bicelular		
6 - Ponte Saint-Remy-de-Maurienne - França	1996	- 13.4 x 2.2 - 52.4 + 48.5 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		
Referências: [2.19,2.28,2.56]		- Tabuleiro de betão em laje vigada com vigas transversais		

Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
7 - Viaduto Yashiro - Japão	1996	- - Ponte ferroviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão		<input type="checkbox"/>
8 - Ponte Shin-Karato - Japão	1998	- 11.5 x (3.5 a 2.5) - 74.1 + 140.0 + 69.1 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão bicelular		<input checked="" type="checkbox"/>
9 - Ponte Tsukuhara - Japão	1998	- 12.8 x (5.5 a 3.0) - 65.4 + 180.0 + 76.4 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		<input checked="" type="checkbox"/>
10 - Ponte Sunniberg - Suíça	1998	- 12.375 x 1.1 - 59.0 + 128.0 + 140.0 + 134.0 + 65.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em laje vigada		<input checked="" type="checkbox"/>
11 - Ponte Kanisawa - Japão	1998	- 17.5 x (5.6 a 3.3) - 99.3 + 180.0 + 99.3 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão		<input type="checkbox"/>
12 - Ponte Santanigawa - Japão	1999	- 20.4 x (6.5 a 2.5) - 57.9 + 92.9 - Ponte rodoviária - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão bicelular		<input checked="" type="checkbox"/>

Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
13 - Ponte Rei Hussein - Jordânia	1999	- - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão		<input type="checkbox"/>
14 - Segunda Ponte Mandaue-Mactan - Filipinas	1999	- 18.0 x (5.1 a 3.3) - 111.5 + 185.0 + 111.5 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão tricelular		<input type="checkbox"/>
15 - Ponte Matakina - Japão	2000	- 11.3 x (6.0 a 3.5) - 109.3 + 89.3 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		<input type="checkbox"/>
16 - Ponte Shikari - Japão	2000	- 23.0 x (6.0 a 3.0) - 94.0 + 3 x 140.0 + 94.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão tricelular		<input type="checkbox"/>
17 - Ponte Pakse - Laos	2000	- 13.8 x (6.5 a 3.0) - 51.0 + 123.0 + 143.0 + 91.5 + 34.5 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		<input checked="" type="checkbox"/>
18 - Ponte Sajiki - Japão	2000	- 11.0 x (3.2 a 2.1) - 60.8 + 105.0 + 57.5		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.29]				

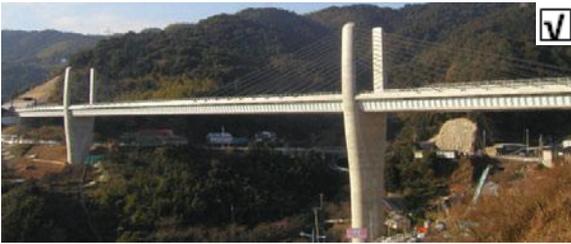
Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
19 - Ponte Surikamigawa - Japão	2000	- 9.2 x (5.0 a 2.8) - 84.0 + 82.0		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.28]				
20 - Ponte Wuhu - China	2000	- 23.4 x 15.0 - 180.0 + 312.0 + 180.0 - Ponte rodoviária e ferroviária - Suspensão lateral		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.13,2.15]		- Tabuleiro duplo em treliça metálica com lajes mistas		
21 - Ponte Yukisawa-Ohashi - Japão	2000	- 15.8 x (3.5 a 2.0) - 70.3 + 71.0 + 34.4 - Ponte rodoviária e pedonal - Suspensão lateral		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.20]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão bicelular		
22 - Ponte Miyakodagawa - Japão	2001	- 19.9 x (6.5 a 4.0) - 134.0 + 134.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral e central		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.30]		- Tabuleiro duplo de betão em viga-caixão bicelular		
23 - Ponte Hozu - Japão	2001	- 15.3 x 2.8 - 50.0 + 76.0+100.0+76.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.28,2.60]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		
24 - Ponte Ibi Gawa - Japão	2001	- 33.0 x (7.3 a 4.3) - 154.0 + 4 x 271.5 + 157.0 - Ponte rodoviária e suspensão central		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.7,2.22,2.28,2.32,2.38]		- Tabuleiro híbrido em viga-caixão tetracelular, em betão na zona perto dos pilares e em aço num tramo a meio vão com 100 m		

Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
25 - Ponte Kiso Gawa - Japão	2001	- 33.0 x (7.3 a 4.3) - 160.0 + 3 x 275.0 + 160.0 - Ponte rodoviária e suspensão central - Tabuleiro híbrido em viga-caixão tetracelular, em betão na zona perto dos pilares e em aço num tramo a meio vão com 100 m		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.7,2.22,2.28,2.38]				
26 - Ponte Zhanbei - China	2001	- - 80.8 + 132.0 + 80.8 - Ponte rodoviária - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.44]				
27 - Ponte Korrer Babeldoap - Palau	2002	- 11.6 x (7.0 a 3.5) - 82.0 + 247.0 + 82.0 - Ponte rodoviária e suspensão lateral - Tabuleiro híbrido em viga-caixão unicelular, em betão na zona perto dos pilares e em aço num tramo a meio vão com 82 m		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.43]				
28 - Ponte Fukaura - Japão	2002	- 13.7 x (3.0 a 2.5) - 62.1 + 90.0 + 66.0		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.28]				
29 - Ponte Sashikubo - Japão	2002	- 11.3 x (6.5 a 3.2) - 114.0 + 114.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.28]				
30 - Ponte Shinkawa - Japão	2002	- 25.8 x (4.0 a 2.4) - 90.0 + 130.0 + 80.5 - Ponte rodoviária - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão tritelular		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.12,2.28]				

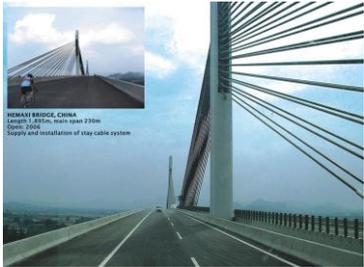
Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
31 - Ponte Rio Deba - Espanha	2003	- 13.9 x 2.7 - 42.0 + 66.0 + 42.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.26]		- Tabuleiro de betão em laje vigada com vigas transversais		
32 - Ponte Himi - Japão	2004	- 12.45 x 4.0 - 91.8 + 180.0 + 91.8 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.12,2.28]		- Tabuleiro misto com viga-caixão unicelular em aço e laje em betão		
33 - Ponte Korong - Hungria	2004	- 15.85 x 2.5 - 52.26 + 61.98 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.2]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão tricelular reforçado com vigas transversais		
34 - Ponte Shin-Meisei - Japão	2004	- 19.0 x 3.5 - 89.6 + 122.3 + 82.4 - Ponte rodoviária - Suspensão central		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.11]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão tricelular		
35 - Ponte Lishi - China	2005	- 19.14 x (2.9 a 1.8) - 85.0 + 135.0 + 85.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.44]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão		
36 - Ponte Sannohe-Boukyo - Japão	2005	- 13.45 x (6.5 a 3.5) - 99.9 + 200.0 + 99.9 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.12,2.28]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão		

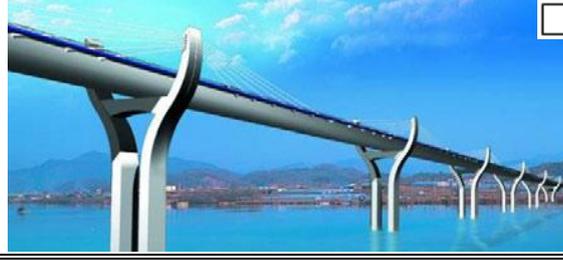
Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
37 - Ponte Domovinski - Croácia Referências: [2.53]	2006	- 34.0 x 3.55 - 72 + 120 + 72 - Ponte rodoviária e ferroviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão com cinco células		<input checked="" type="checkbox"/>
38 - Ponte Kack-Hwa - Coreia do Sul Referências: [2.55]	2006	- 31.1 x – - 55.0 + 115.0 + 60.0 - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão		<input type="checkbox"/>
39 - Segunda Ponte Thai-Lao - Tailândia e Laos Referências: [2.67]	2006	- 12.0 x – - 100.0 + 100.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão		<input type="checkbox"/>
40 - Terceira Ponte Rio Branco - Brasil Referências: [2.25]	2006	- 17.4 x (2.5 a 2.0) - 54.0 + 90.0 + 54.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em laje vigada		<input checked="" type="checkbox"/>
41 - Ponte Tokunoyamahattoku - Japão Referências: [2.21, 2.45]	2006	- 17.4 x (6.5 a 4.0) - 139.7 + 220.0 + 139.7 - Ponte rodoviária e suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão - Ponte extradorsal mais alta do mundo (pilares com 100 m)		<input type="checkbox"/>
42 - Ponte Nanchiku - Japão Referências: [2.28]	2006	- 20.55 x (3.5 a 2.6) - 68.1 + 110.0 + 68.1 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input type="checkbox"/>

Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
43 - Ponte Rio Caobi - China	2006	- 19.6 x (7.5 a 4.5) - 72.0 + 2 x 120.0 + 72.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.44]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão		
44 - Ponte Rio Sanmenjiang - China	2006	- 41 x – - 100.0 + 160.0 + 100.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central dupla		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.44]				
45 - Ponte Hemaxite - China	2006	- - 125.0 + 230 + 125.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.44]				
46 - Ponte Rio Shangyu Cao'e - China	2006	- - 60.0 + 110.0 + 60.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.44]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão		
47 - Ponte Rittoh - Japão	2006	- 19.6 x (7.5 a 4.5) - 140.0 + 170.0 + 115.0 + 70.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.11]		- Tabuleiro misto em viga-caixão tricelular com almas onduladas em aço		
48 - Ponte Lusong - China	2007	- - 75.0 + 2 x 140.0 + 75.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.44]				

Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
49 - Ponte Nymburk Bypass - República Checa	2007	- 16.655 x 3.75 - 41.0 + 132.0 + 41.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.27,2.48]		- Tabuleiro híbrido em laje vigada com um tramo de 52 m em aço no vão central		
50 - Ponte Puh - Eslovénia	2007	- 18.7 x 2.7 - 65.0 + 3 x 100.0 + 65.0 - Ponte rodoviária e pedonal - Suspensão lateral		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.33,2.62]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão		
51 - Ponte Pyung-Yeo 2 Yeosu - Coreia do Sul	2007	- 23.5 x (4.0 a 3.5) - 65.0 + 120.0 + 65.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.34,2.58]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão com quatro células		
52 - Segunda Ponte Vivekananda - Índia	2007	- 28.6 x 3.5 - 55.0 + 7 x 110.0 + 55.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.4,2.9,2.46]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão com treliças metálica no interior		
53 - Ponte Integração Brasil-Peru - Brasil e Peru	2007	- 16.8 x (3.35 a 2.35) - 65.0 + 110.0 + 65.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input checked="" type="checkbox"/>
Referências: [2.25]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		
54 - Ponte Gum-Ga Grand - Coreia do Sul	2007	- 23.0 x – - 85.4 + 5 x 125.0 + 85.4 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral		<input type="checkbox"/>
Referências: [2.44,2.54]		- Tabuleiro de betão em viga-caixão		

Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
55 - Ponte North Arm - Canadá	2008	- 10.31 x 3.4 - 139.0 + 180.0 + 139.0 - Ponte ferroviária - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		<input checked="" type="checkbox"/>
56 - Ponte Sul de Riga - Letónia	2008	- 34.28 x – - Ponte rodoviária e pedonal - Suspensão central com tabuleiro misto c/ duas vigas-caixão em aço unidas por vigas transversais e uso de pré-lajes de betão		<input type="checkbox"/>
57 - Ponte Sannai Maruyama - Japão	2008	- 13.85 x – - 74.18 + 2 x 150.0 + 74.18 - Ponte ferroviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga caixão		<input type="checkbox"/>
58 - Viaduto Trois Bassins - França	2008	- 22.0 x (7.0 a 4.0) - 18.6 + 126.0 + 104.4 + 75.6 + 43.2 - Ponte rodoviária - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga caixão com escoras metálicas a suportar as grandes consolas		<input checked="" type="checkbox"/>
59 - Ponte Jinglan - China	2008	- - Ponte rodoviária - Suspensão central		<input type="checkbox"/>
60 - Ponte Cho-Rack - Coreia do Sul	2008	- 14.0 x – - 70.0 + 3 x 130.0 + 70.0 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga caixão com múltiplas células		<input type="checkbox"/>

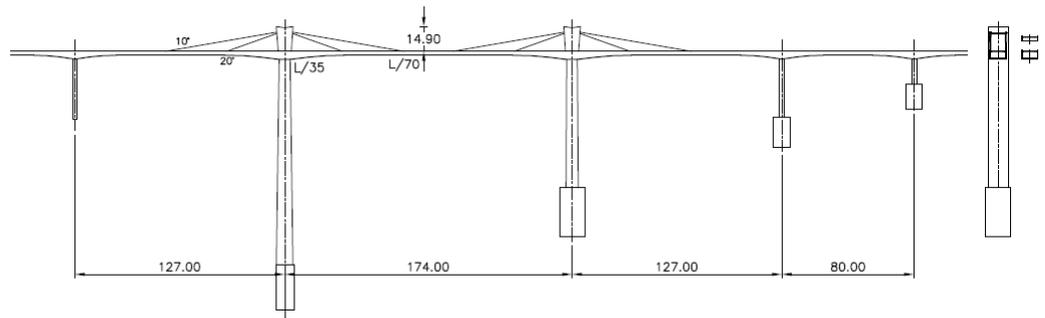
Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
61 - Ponte Golden Ears - Canadá Referências: [2.3,2.63]	2009	- 31.5 x (4.5 a 2.7) - 121.0 + 3 x 242.0 + 121.0 - Ponte rodoviária e suspensão lateral - Tabuleiro com duas vigas-caixão metálicas nas extremidades laterais ligadas por vigas metálicas com lajes de betão pré-fabricadas		<input checked="" type="checkbox"/>
62 - Ponte Karnaphuli - Bangladeche Referências: [2.44]	2009	- 24.4 x – - 115.0 + 4 x 200.0 + 115.0 - Ponte rodoviária e pedonal - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão		<input type="checkbox"/>
63 - Ponte Keong-An - Coreia do Sul Referências: [2.44]	2009	- 30.0 x 3.0 - 70.0 + 130.0 + 70.0 - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão multicelular com treliça metálica no interior		<input type="checkbox"/>
64 - Ponte Catumbela - Angola Referências: [2.47]	2009	- 24.5 x – - 64.0 + 160.0 + 64.0 - Ponte rodoviária e pedonal - Suspensão lateral - Tabuleiro em betão		<input type="checkbox"/>
65 - Ponte Rio Xianshen - China Referências: [2.44]	2009	- - 123.0 + 123.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão		<input type="checkbox"/>
66 - Ponte Rio Yudao - China Referências: [2.44]	2009			<input type="checkbox"/>

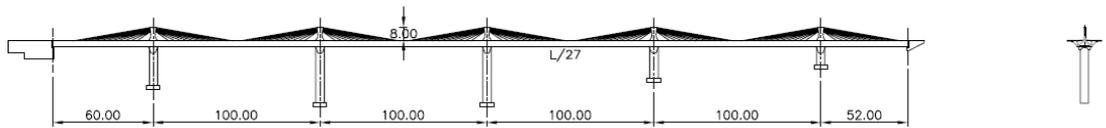
Quadro 2.1 (Continuação) – Resumo de pontes extradorsais construídas até à data [adaptado de 2.38].

- Nome - País	Ano de conclusão	- Tabuleiro: Largura x Altura - Comprimento dos vãos (m) - Descrição da ponte	Figura	Desenho detalhado Figura 2.1
67 - Ponte Kantutani - Bolívia	2010	- 14.8 x (3.5 a 2.1) - 52.75 + 113.5 + 67.25 - Ponte rodoviária e pedonal - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		
68 - Ponte Choqueyapu - Bolívia	2010	- 14.8 x (3.5 a 2.1) - 52.5 + 92.5 + 46.5 - Ponte rodoviária e pedonal - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		
69 - Ponte Orkojahaira - Bolívia	2010	- 14.8 x (3.5 a 2.1) - 50.3 + 103 + 65.5 - Ponte rodoviária e pedonal - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		
70 - Viaduto Považská Bystrica - Eslováquia	2010	- 30.4 x 6.0 - 70.76 + 6 x 122.0 + 68.0 - Ponte rodoviária - Suspensão central - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular com escoras metálicas a suportar as consolas da secção		
71 - Ponte Yumekake - Japão	2010	- 11.4 x (4.8 a 2.8) - 42.25 + 127.0 + 118.9 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral - Tabuleiro de betão em viga-caixão unicelular		
72 - Ponte Pearl Harbor Memorial - EUA	2012	- 33.7 x (5.0 a 3.5) - 75.9 + 157.0 + 75.9 - Ponte rodoviária - Suspensão lateral e central - Tabuleiro de betão em viga-caixão com cinco células		

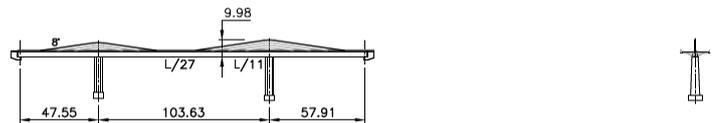
1. **Ponte Ganter, Suíça 1980**



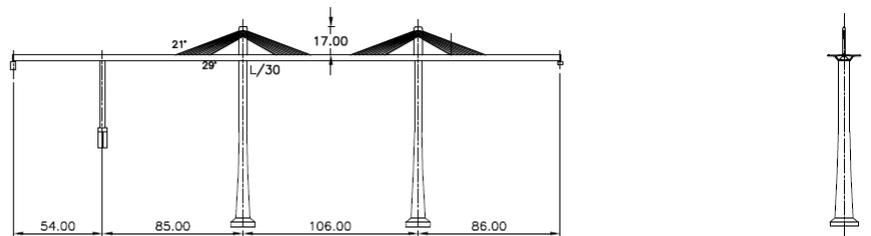
2. **Viaduto Arrêt-Darré, França 1983**



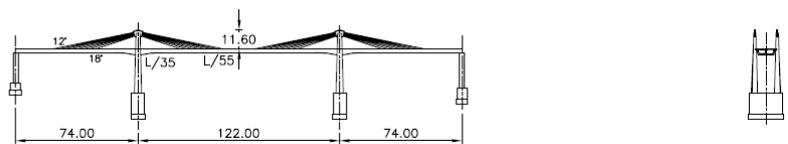
3. **Ponte Barton Creek, Estados Unidos da América 1987**



4. **Ponte dos Socorridos, Portugal 1993**



5. **Ponte Odawara Blueway, Japão 1994**



6. **Ponte Saint-Remy-de-Maurienne, França 1996**



8. **Ponte Shin-Karato, Japão 1998**

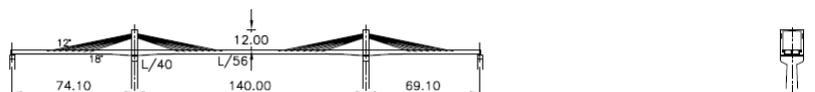
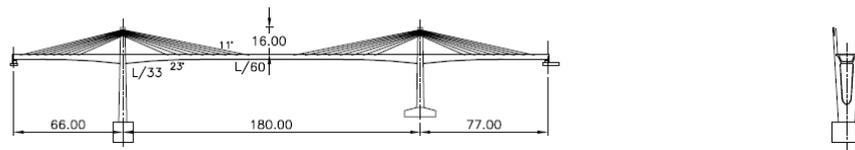
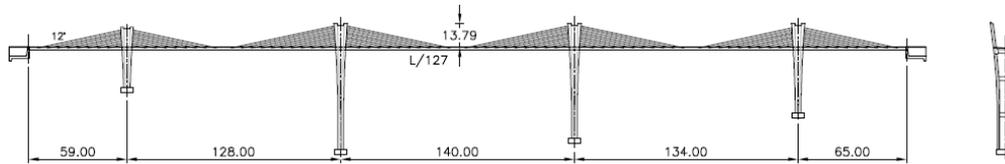


Figura 2.1 – Peças desenhadas das pontes extradorsais apresentadas no Quadro 2.1 [adaptado de 2.38].

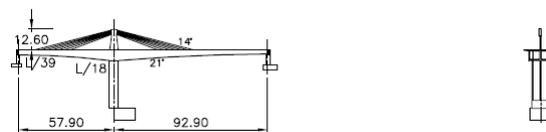
9. Ponte Tsukuhara, Japão 1998



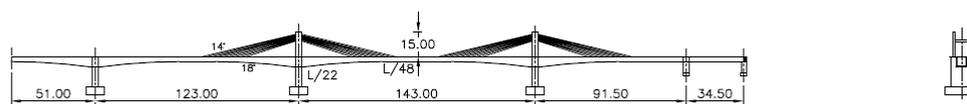
10. Ponte Sunniberg, Suíça 1998



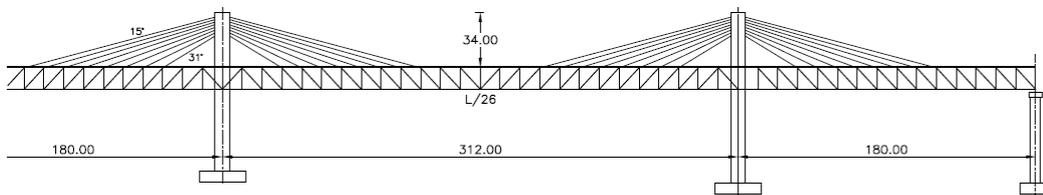
12. Ponte Santanigawa, Japão 1999



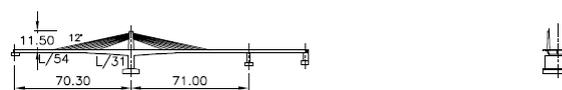
17. Ponte Pakse, Laos 2000



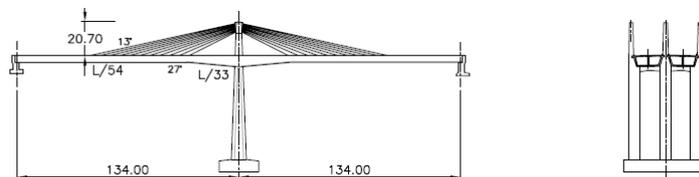
20. Ponte Wuhu, China 2000



21. Ponte Yukisawa-Ohashi, Japão 2000



22. Ponte Miyakodagawa, Japão 2001



23. Ponte Hozu, Japão 2001

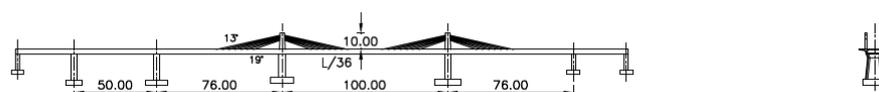
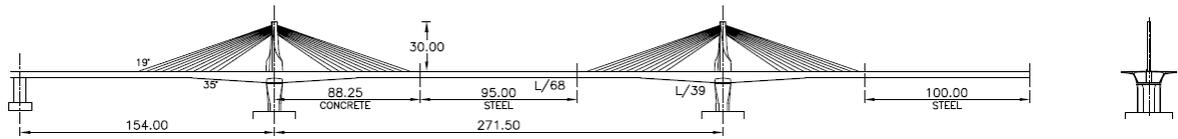
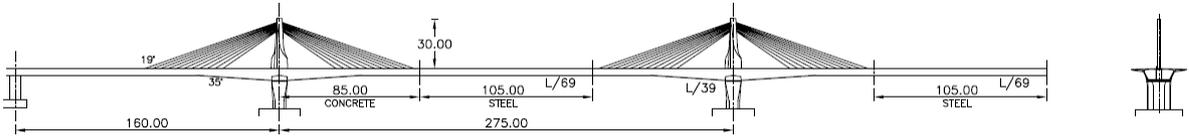


Figura 2.1 (Continuação) – Peças desenhadas das pontes extradorsais apresentadas no Quadro 2.1 [adaptado de 2.38].

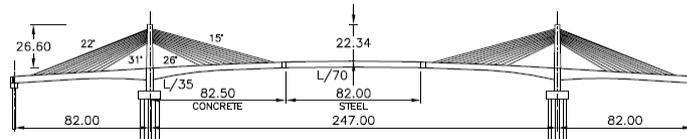
24. Ponte Ibi Gawa, Japão 2001



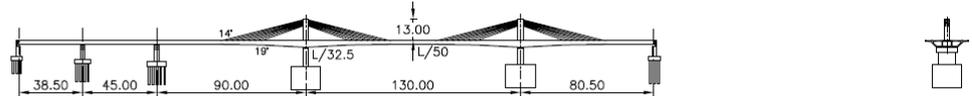
25. Ponte Kiso Gawa, Japão 2001



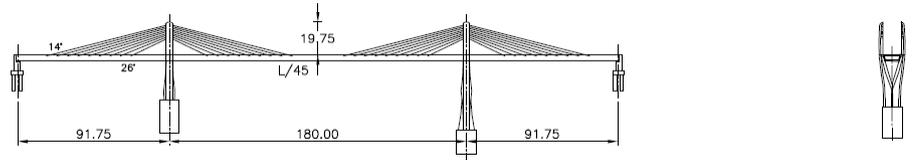
27. Ponte Korrör Babeldoap, Palau 2002



30. Ponte Shinkawa, Japão 2002



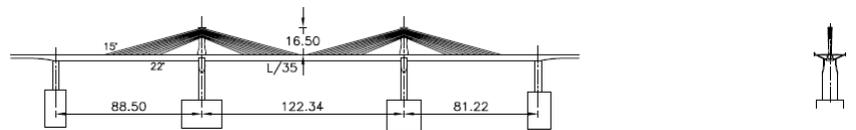
32. Ponte Himi, Japão 2004



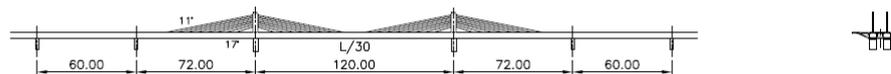
33. Ponte Korong, Hungria 2004



34. Ponte Shin-Meisei, China 2004



37. Ponte Domovinski, Croácia 2006



40. Terceira Ponte Rio Branco, Brasil 2006

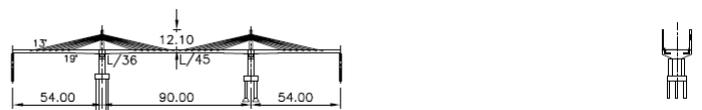
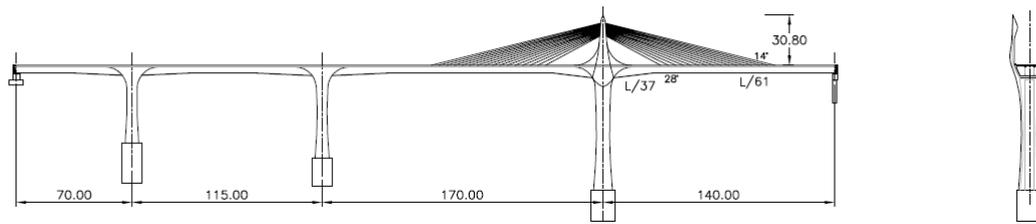
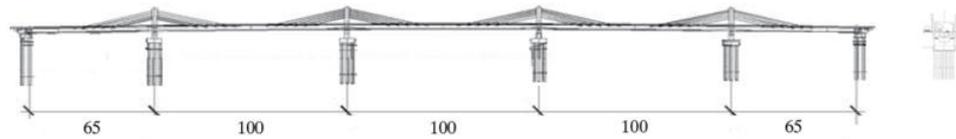


Figura 2.1 (Continuação) – Peças desenhadas das pontes extradorsais apresentadas no Quadro 2.1 [adaptado de 2.38].

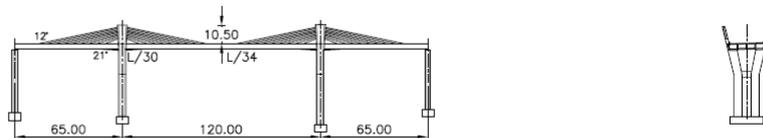
47. Ponte Rittoh, Japão 2006



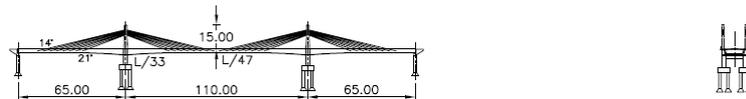
50. Ponte Puh, Eslovénia 2007



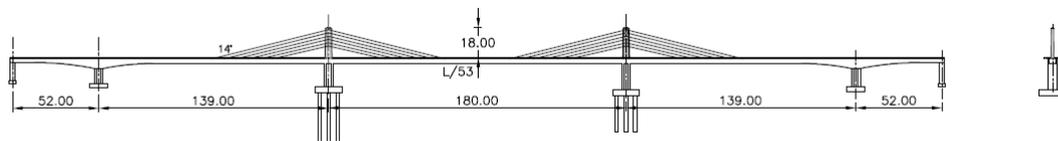
51. Ponte Pyung-Yeo 2 Yeosu, Coreia do Sul 2007



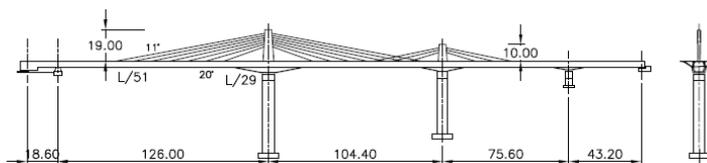
53. Ponte Integração Brasil-Peru, Brasil e Peru 2007



55. Ponte North Arm, Canadá 2008



58. Viaduto Trois Bassins, França 2008



61. Ponte Golden Ears, Canadá 2009

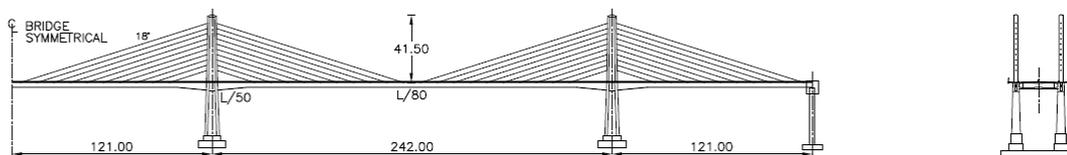
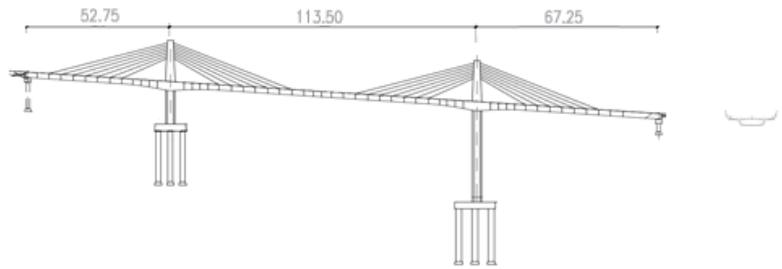
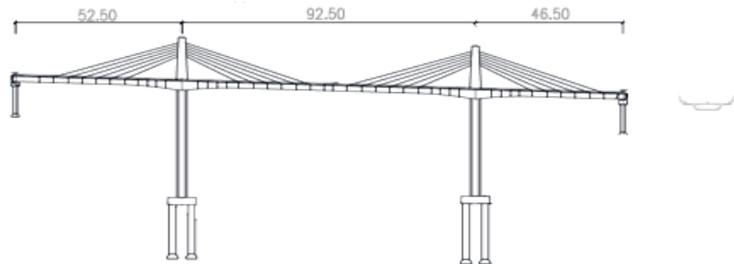


Figura 2.1 (Continuação) – Peças desenhadas das pontes extradorsais apresentadas no Quadro 2.1 [adaptado de 2.38].

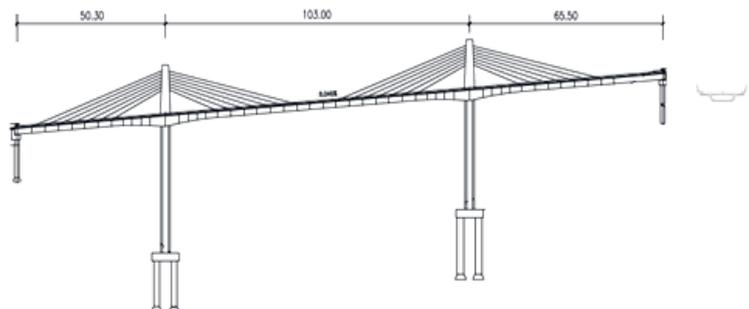
67. Ponte Kantutani, Bolívia 2010



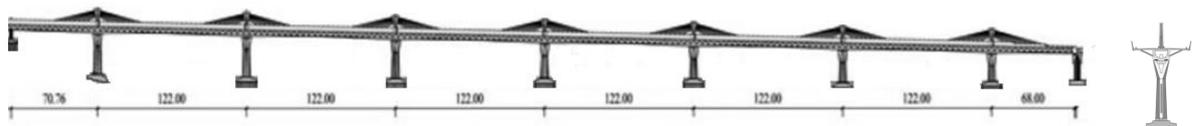
68. Ponte Choqueyapu, Bolívia 2010



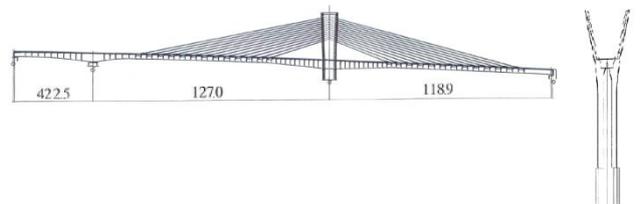
69. Ponte Orkojahuira, Bolívia 2010



70. Viaduto Považská Bystrica, Eslováquia 2010



71. Ponte Yumekake, Japão 2010



72. Ponte Pearl Harbor Memorial, EUA 2012

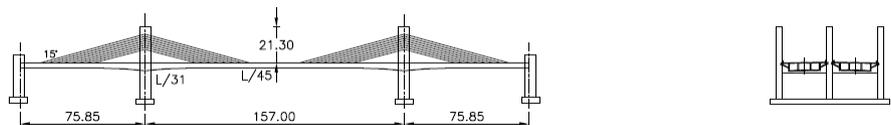


Figura 2.1 (Continuação) – Peças desenhadas das pontes extradorsais apresentadas no Quadro 2.1 [adaptado de 2.38].

2.2 TENDÊNCIAS DAS PONTES EXTRADORSAIS

Num ambiente urbano, a escolha do tipo de ponte a utilizar é determinada essencialmente por dois aspectos principais: (1) a estética, que se revela ser da maior importância sempre e neste caso especial dado que a obra será vista por um grande número de habitantes, e, (2) o processo construtivo, que tem de ser o menos intrusivo possível na vida da população que circula perto da obra. Tem-se verificado que mesmo em meios urbanos, a solução preferencialmente utilizada tem sido a de uma ponte em viga-caixão tradicional construída por avanços sucessivos, o que segundo Menn, tem contribuído para que o público não desperte grande interesse pela construção moderna de pontes [2.37]. Tentando sempre que uma ponte seja um marco de referência na sua localização, as soluções vigadas tradicionais apresentam sempre a difícil tarefa de fazer cumprir este desejo dos Projectistas e dos Donos de Obra.

As pontes extradorsais, tal como as pontes de tirantes, podem contribuir para melhorar estas observações acerca das pontes tradicionais em viga-caixão. Estas apresentam as mesmas facilidades construtivas, interferindo pouco com a utilização do solo durante a sua construção por serem construídas em consola por avanços sucessivos, e estão dotadas de uma beleza estética acrescida reconhecida pela população, sendo muito mais marcantes que uma ponte vigada tradicional. Esta inovadora solução estrutural permite vencer os mesmos vãos que uma solução tradicional, é compatível com vãos de diferentes dimensões, possibilita a utilização de arranjos de cabos distintos ao longo de todo o seu comprimento, admite que os vãos possam não ser simétricos e permite que a secção do tabuleiro na zona suspensa seja a mesma que a utilizada nos viadutos de acesso.

Para efeitos de apresentação de resultados comparados, às pontes extradorsais com apenas 2 vãos laterais, L_1 e L_2 , foi-lhes associado um vão principal fictício de 80% da soma dos 2 vãos adjacentes ao pilar (i.e. $L_{\text{vão principal}} = 1.8 \times (L_1 + L_2) / 2$). No caso dos vãos laterais serem iguais este critério corresponde a corrigir o vão lateral real para um vão interior equivalente 1.8 vezes maior. Este critério foi adoptado, de modo a poder comparar de forma mais real as pontes com apenas 2 vãos com as restantes, tendo em conta que a zona final dos tramos extradorsais resistem aos momentos positivos apenas através da flexão do tabuleiro.

A partir dos dados apresentados no *Quadro 2.1* das 72 pontes extradorsais, efectua-se uma comparação entre elas, procurando tirar conclusões e compreender os casos típicos de utilização de uma solução extradorsal.

Das 72 pontes extradorsais estudadas:

- 36 apresentam um vão principal entre os 100 e os 150 m;
- 11 têm apenas uma torre, correspondendo a 2 vãos extradorsais;
- 43 têm 3 vãos extradorsais correspondendo a 2 torres;
- 12 possuem mais de 3 vãos extradorsais;
- 50 são de utilização apenas rodoviária, sendo que várias delas integram auto-estradas;
- 3 são de utilização estritamente ferroviária;
- 11 são de utilização mista, incluindo rodovia, ferrovia e/ou circulação pedonal;
- 58 têm um tabuleiro inteiramente em betão;
- 8 têm um tabuleiro misto aço-betão ou híbrido;
- 37 têm suspensão lateral;
- 30 têm suspensão central.

Começa por ser interessante verificar que tanto a suspensão central como a suspensão lateral são adoptadas, não existindo uma tendência clara por uma das soluções, como acontece normalmente nas grandes pontes de tirantes, como suspensão quase sempre lateral. Por outro lado, verifica-se também uma escolha preferencial por tabuleiros em betão, o que se compreende tendo em conta as elevadas compressões introduzidas no tabuleiro pelos cabos extradorsais. Embora soluções com uma ou mais de duas torres tenha sido adoptada nalgumas situações, a tipologia clássica de três vãos e duas torres tem sido adoptada em mais de metade das pontes construídas.

Pelos resultados apresentados na *Figura 2.2* é possível constatar que 20 das 72 pontes estudadas apresentam uma relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro a meio vão}}$ de 50 ou mais e 19 das mesmas 72 pontes apresentam uma relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro no apoio}}$ entre 30 e 35. Estes resultados vão ao encontro do proposto por Mathivat. Este defende que a relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro a meio vão}}$ deverá ser da ordem dos 50 e a relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro no apoio}}$ deverá situar-se entre 30 e 35 [2.35].

Salienta-se realmente que 12 das obras estudadas possuem mais de 3 vãos extradorsais. Esta é aliás uma vantagem importante das pontes deste tipo em relação às pontes de tirantes. De facto, a utilização de um tabuleiro mais rígido permite no caso das pontes extradorsais a concepção de vãos múltiplos, minimizando as dificuldades associadas às acções das sobrecargas alternadas.

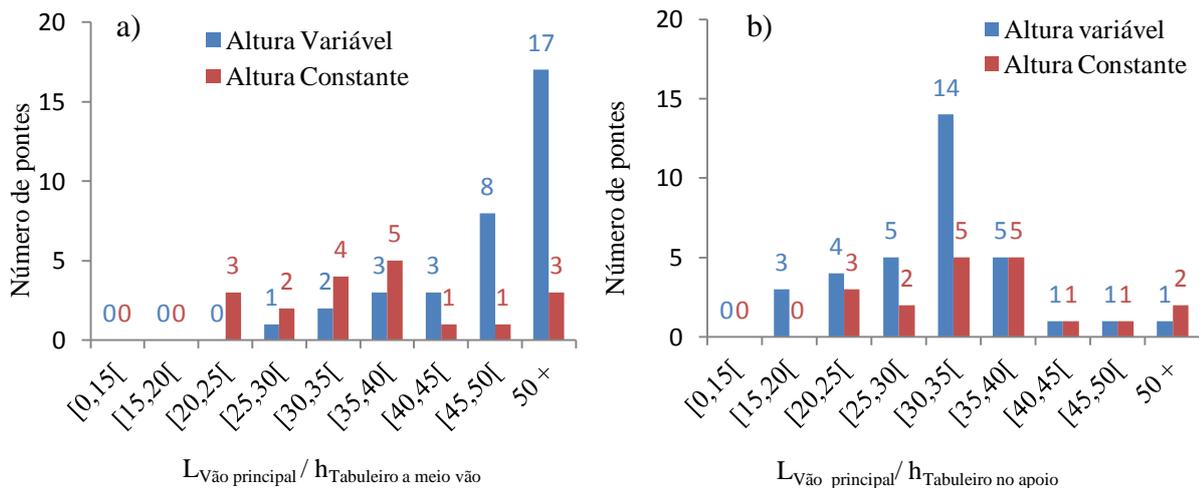


Figura 2.2 – Pontes extradorsais em intervalos de $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{altura do tabuleiro}}$, a) meio vão, b) apoio.

Das 72 pontes extradorsais estudadas, 30 apresentam aparelhos de apoio, sendo a ligação entre tabuleiro e pilares simplesmente apoiada, por outro lado, 36 têm ligação monolítica entre o tabuleiro e os pilares, sendo este considerado um encastramento na zona dos apoios, reduzindo assim a variação de tensão criada nos cabos extradorsais para as sobrecargas rodoviárias. Pode dizer-se que a ligação monolítica é tendencialmente favorável, não apenas no caso de os pilares serem curtos, o que inviabilizaria a acomodação das deformações criadas por fenómenos de retracção e fluência no tabuleiro.

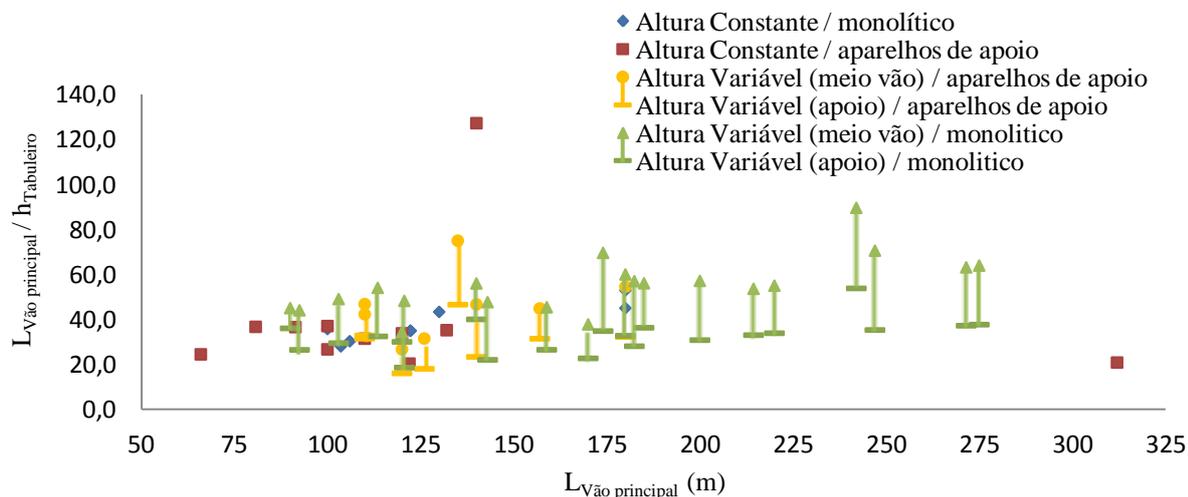


Figura 2.3 – Relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro}}$ no meio vão e no apoio para as pontes estudadas.

Pela análise *Figura 2.3* pode-se constatar que os tabuleiros monolíticos com os pilares apresentam em geral maiores relações $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro}}$ a meio vão, comprovando assim o benefício da solução monolítica. Verifica-se também que para pontes com vão principal superior a 150 m, opta-se tendencialmente por uma solução monolítica, sendo que das 19 pontes com vão superior a 150 m, apenas 3 se apresentam simplesmente apoiadas nos pilares.

É também possível verificar que uma secção de altura variável é mais adoptada para grandes vãos principais, observando-se uma grande utilização desta opção a partir dos 125 m.

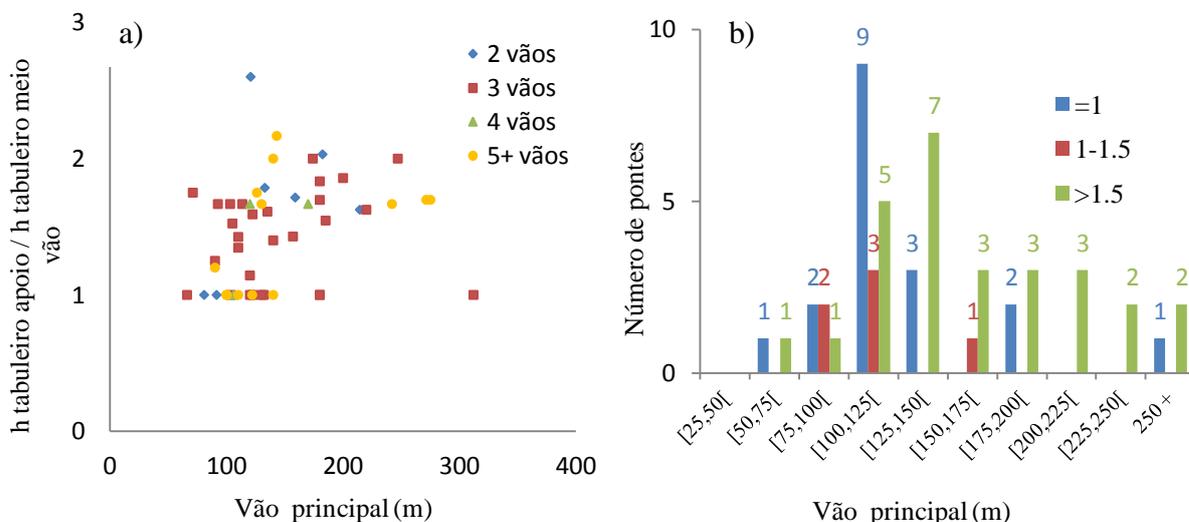


Figura 2.4 – a) Relação $h_{\text{tabuleiro apoio}} / h_{\text{tabuleiro meio vão}}$ em função do vão principal para diferente número de vãos
 b) Número de pontes para diferentes vãos e diferentes relações $h_{\text{tabuleiro apoio}} / h_{\text{tabuleiro meio vão}}$.

Através da análise da Figura 2.4 a) é possível concluir que os vãos principais típicos das pontes extradorsais têm um comprimento entre 100 e 200 m, apresentando 3 vãos e uma relação $h_{\text{tabuleiro apoio}} / h_{\text{tabuleiro meio vão}}$ entre 1.5 e 2. Na Figura 2.4 b) observa-se que em função do vão principal e da altura da secção, o maior número de pontes apresenta um vão de 100 a 125 m e apresenta altura de tabuleiro constante.

Pela análise da Figura 2.5, verifica-se que a altura da torre não parece ser influenciada pela altura da secção do tabuleiro nem pelo tipo de ligação entre o tabuleiro e os pilares, monolítica ou simplesmente apoiada. Contudo, o vão principal parece interferir na altura da torre, sendo que, em geral, a relação entre o vão principal e a altura da torre decresce com o aumento do primeiro. A maioria das pontes apresentam uma relação $L_{\text{vão principal}} / H_{\text{torre}}$ perto dos 10 e apenas a 4 em 72 apresentam uma relação perto dos 15, como sugerido por Mathivat [2.35].

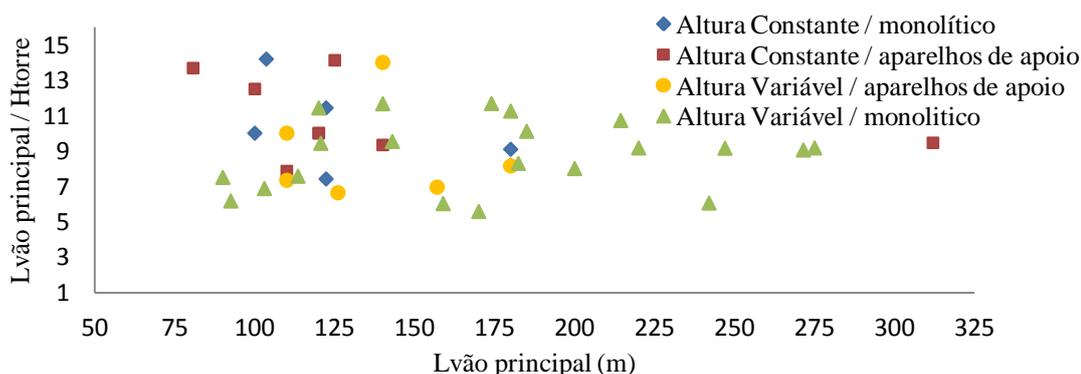


Figura 2.5 – Relação entre o vão principal e a altura da torre para as diferentes pontes extradorsais estudadas.

2.3 CARACTERÍSTICAS DE PONTES EXTRADORSAIS

2.3.1 Quantidades dos materiais

O parâmetro definido pelo quociente da quantidade de um dado material utilizado pela área da superfície superior do tabuleiro é muitas vezes utilizado para comparar a eficiência do uso dos materiais para diferentes pontes.

Este parâmetro pode ser determinado para avaliar a eficiência do uso de aço, de betão, de aço de armaduras ordinárias, de aço de pré-esforço ordinário, de aço de pré-esforço extradorsal ou de aço de tirantes, consoante os materiais utilizados para os diferentes casos.

Na *Figura 2.6* representa-se a altura média de betão do tabuleiro (também conhecida como espessura equivalente do tabuleiro) para pontes em viga-caixão tradicional, pontes extradorsais e pontes atirantadas, em função do vão principal. Incluí-se nesta figura as regras de pré-dimensionamento propostas por Menn e pelo SETRA para pontes em viga-caixão tradicional [2.37].

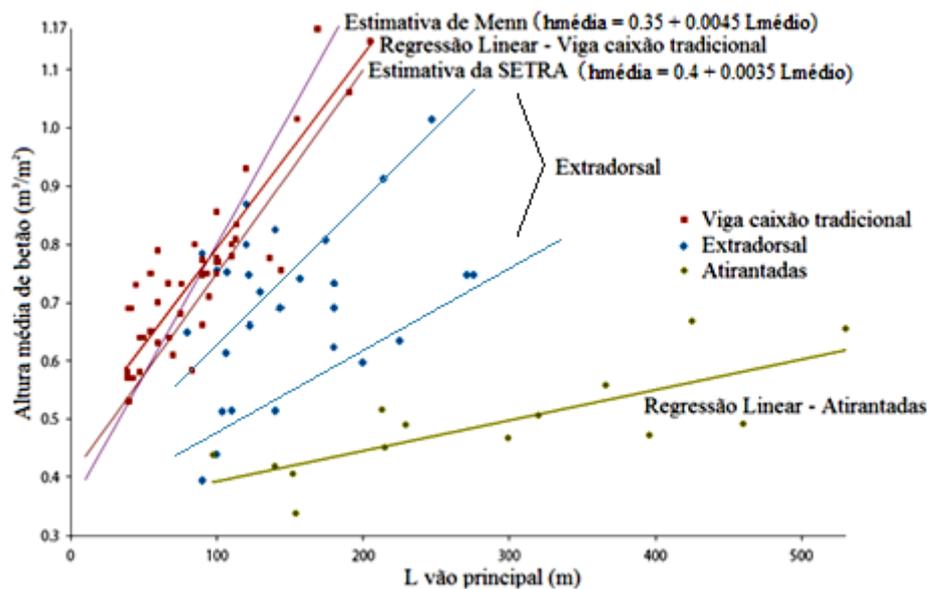


Figura 2.6 – Altura média de betão de pontes em viga-caixão, pontes extradorsais e pontes atirantadas.

Analisando a *Figura 2.6* verifica-se que a altura média das pontes extradorsais situa-se entre a das pontes em viga-caixão tradicionais e as pontes atirantadas para um mesmo vão principal, o que é perfeitamente normal. Contudo os resultados evidenciam uma grande dispersão, nuns casos aproximando-se mais das pontes atirantadas e noutros casos das pontes em viga-caixão tradicional. Esta é aliás uma característica das pontes extradorsais, sendo possível na concepção variar a rigidez do tabuleiro e dos sistemas de suspensão.

Verifica-se também que para vãos principais até 100 m existe muito pequena diferença entre a altura média de betão das pontes extradorsais e das pontes em viga-caixão, mas a discrepância entre os dois tipos aumenta rapidamente com o aumento do vão principal, evidenciando a grande melhoria na poupança de betão para as pontes extradorsais à medida que se aumenta o vão principal. Por outro lado, a altura média de betão das pontes atirantadas aumenta muito lentamente para vãos sucessivamente maiores.

Observa-se ainda que para vãos principais de 150 m as pontes atirantadas exibem uma altura média de betão cerca de 45% das pontes em viga-caixão tradicional e 60% das pontes extradorsais. De qualquer forma da análise da *Figura 2.6*, verificam-se espessuras equivalentes mínimas (altura mínima média de betão) de 0.3 m para pontes atirantadas, de 0.4 m para pontes extradorsais e de 0.55 m para pontes em viga-caixão tradicionais.

Para avaliar a quantidade de aço de pré-esforço longitudinal utilizado, compara-se o parâmetro definido pelo quociente entre o peso total de pré-esforço longitudinal utilizado e o volume total de betão [2.19]. Deste modo, qualquer redução no peso próprio do betão no tabuleiro deverá ser acompanhada pela redução do aço de pré-esforço utilizado.

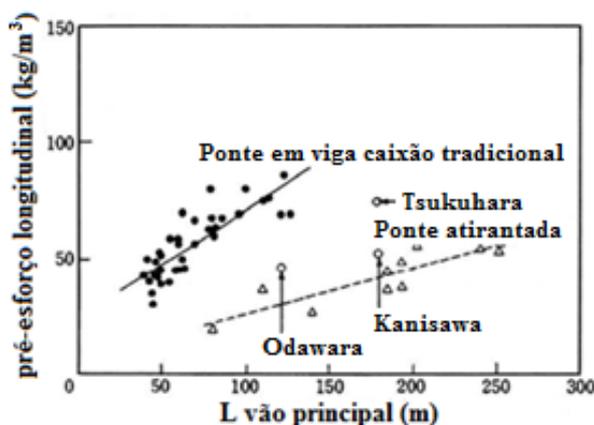


Figura 2.7 – Quantidade de pré-esforço longitudinal para pontes em viga-caixão tradicional, pontes atirantadas e as pontes extradorsais Odawara, Kanisawa e Tsukuhara [adaptado de 2.29].

Através da análise da *Figura 2.7* é possível verificar que a quantidade de pré-esforço nas pontes extradorsais se situa entre a das pontes em viga-caixão tradicional e as pontes atirantadas. Este facto era espectável uma vez que ao pré-esforço das pontes extradorsais e atirantadas há que adicionar o peso dos cabos extradorsais ou tirantes, apresentando assim quantidades de aço de alta resistência que, em princípio, semelhantes.

2.3.2 Rigidez do tabuleiro

A forma de avaliar a rigidez de um tabuleiro é conseguida avaliando o seu momento de inércia para a flexão vertical do tabuleiro.

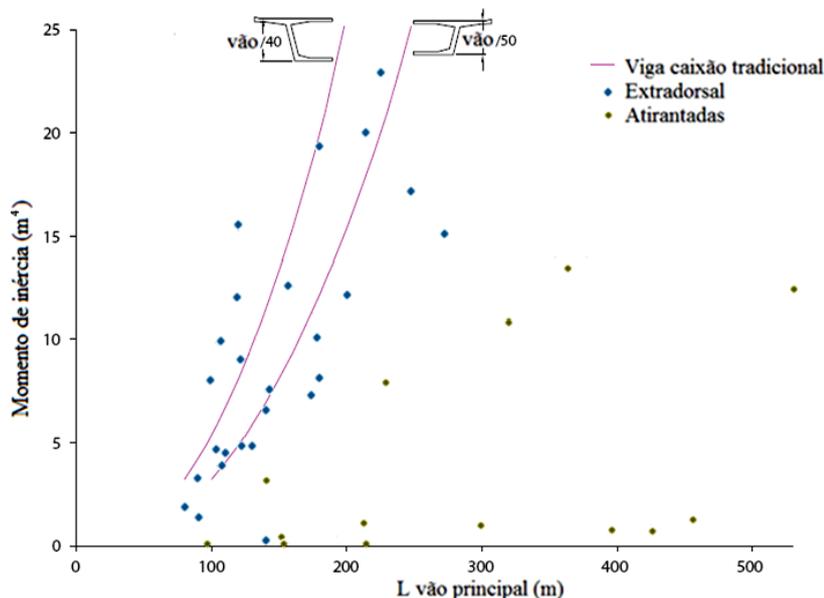


Figura 2.8 – Momento de inércia de diferentes secções de tabuleiro, para uma largura normalizada de 10 m.

Pela Figura 2.8 observa-se que os momentos de inércia na secção de meio vão variam consideravelmente de caso para caso, facto que pode ser explicado pela variação da relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro}}$ verificada na Figura 2.3. Analisando a Figura 2.8 observa-se que, por um lado, existem secções de pontes extradorsais mais rígidas que as pontes em viga-caixão tradicional. Por outro lado, existem algumas pontes extradorsais que têm rigidez tão baixa como a de uma ponte atirantada.

2.4 PONTES EXTRADORSAIS ESTUDADAS EM DETALHE

No presente sub-capítulo são abordadas de forma mais pormenorizada algumas pontes extradorsais que, de alguma forma, marcaram a evolução deste tipo de solução estrutural. A escolha destas pontes é realizada segundo um critério de relevância, quer das suas dimensões, como de casos em que se verifica a utilização inovadora de materiais e combinação dos mesmos, ou até de casos em que é do consenso geral que a sua integração estética no meio envolvente foi muito bem conseguida.

2.4.1 Ponte Odawara Blueway, Japão 1994

A Ponte Odawara Blueway é considerada a primeira verdadeira ponte extradorsal construída, por ter sido a primeira em que os cabos extradorsais se encontram fora de paredes de betão, podendo assim ser substituídos. Segundo Mathivat, este era o seu conceito de ponte extradorsal que tinha quando projectou o Viaduto de Arrêt-Darré [2.35].

A ponte é constituída por um tabuleiro em caixão bicelular, estando este encastrado nos pilares através de uma ligação monolítica. Possui três vãos com comprimentos de 73.3 m, 122.3 m e 73.3 m, respectivamente, que são auxiliados por cabos extradorsais dispostos segundo um arranjo em semi-leque.

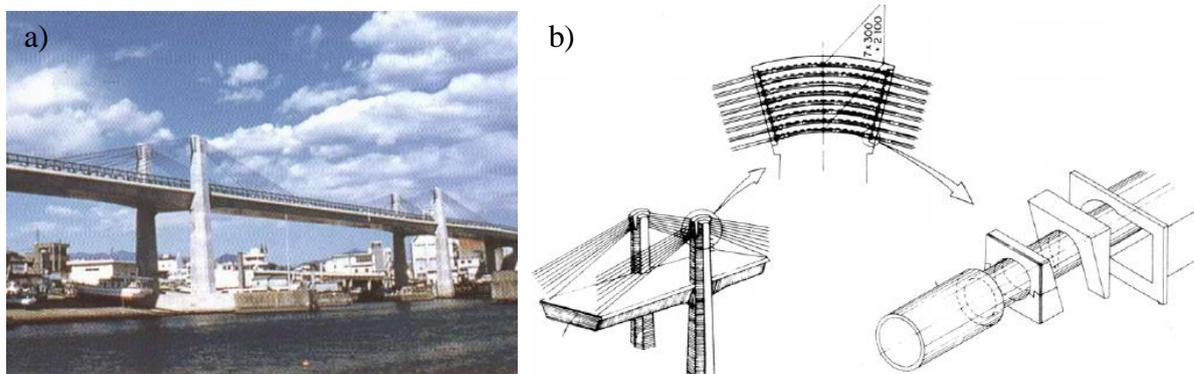


Figura 2.9 – a) Ponte Odawara Blueway, b) Esquema das selas e das ancoragens na zona das selas [2.6,2.28].

Os cabos extradorsais da ponte foram dimensionados para uma tensão de $0.60 f_{puk}$ em estado limite de serviço, correspondendo a uma tensão para as sobrecargas rodoviárias entre 15 e 38 MPa [2.28]. Os dois planos laterais são compostos por oito cabos em cada lado de cada torre, sendo que cada um apresenta 19 cordões de 15 mm de diâmetro. Estes cabos são desviados na zona do pilar através de selas colocadas nas torres e espaçadas de 30 cm em altura. De modo a prevenir que os cabos escorreguem sobre as selas, estes encontram-se ancorados fora das mesmas, assim como no tabuleiro. Desta forma evita-se um fenómeno que poderia alterar a força instalada nos cabos em cada lado da torre [2.29]. Para reduzir as vibrações causadas nos cabos pelo vento e a chuva, actuando em conjunto, foram instaladas borrachas amortecedoras nas ancoragens localizadas no tabuleiro. A resistência máxima admissível nas selas foi determinada com recurso a um modelo à escala real, tendo sido realizados testes de resistência à fadiga das ancoragens, bem como à eficiência dos amortecedores.

Os cabos extradorsais depois de entrarem no tabuleiro curvam para o eixo central, possibilitando que sejam tensionados através de macacos hidráulicos instalados no interior do caixão. Esta é uma técnica única para conseguir esconder as ancoragens do exterior. A instalação das bainhas e o enchimento das mesmas com “epoxy”, é realizado de modo a que, caso seja necessário, os cabos possam ser inteiramente substituídos.

A ponte foi construída em consola por avanços sucessivos, tendo o tabuleiro sido betonado “*in-situ*”. Foram utilizados cabos de pré-esforço provisório durante a fase de consola, tendo sido substituídos mais tarde por cabos de pré-esforço definitivos tanto interiores como exteriores.

2.4.2 Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa, Japão 2001

As pontes “gémeas” Ibi Gawa e Kiso Gawa, são, respectivamente, a primeira e a segunda pontes extradorsais com tabuleiro mais longo, com comprimentos de 1400 m e 1150 m, apresentando vãos principais de 271.5 m e 275 m. Tratam-se igualmente das primeiras pontes extradorsais híbridas, sendo o seu tabuleiro em betão na zona perto dos pilares, onde os cabos são ancorados e em aço num comprimento central de 100 m em cada tramo. Com esta combinação de materiais as pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa podem ser consideradas como uma versão mais avançada das correntes pontes extradorsais, sendo-lhes assim possível vencer vãos de quase 300 m. Esta combinação de ponte extradorsal com um tabuleiro híbrido betão-aço resultou numa boa solução do ponto de vista económico e estético, sendo esta solução considerada uma das mais promissoras no século XXI [2.28,2.29].

Estas pontes apresentam as torres de betão integradas no tabuleiro, estando este simplesmente apoiado em aparelhos de apoio sobre os pilares. A superestrutura é constituída por aduelas pré-fabricadas de viga-caixão em betão, com 5 m de comprimento, 33 m de largura e até 7 m de altura e por um segmento central em aço com cerca de 100 m de comprimento que foi içado de uma só vez e que pesa cerca de 2000 toneladas. As aduelas pré-fabricadas pesam até 400 toneladas tendo sido elevadas com recurso a uma grua de 600 toneladas colocada numa barcaça como ilustrado na *Figura 2.10 b)* [2.7].

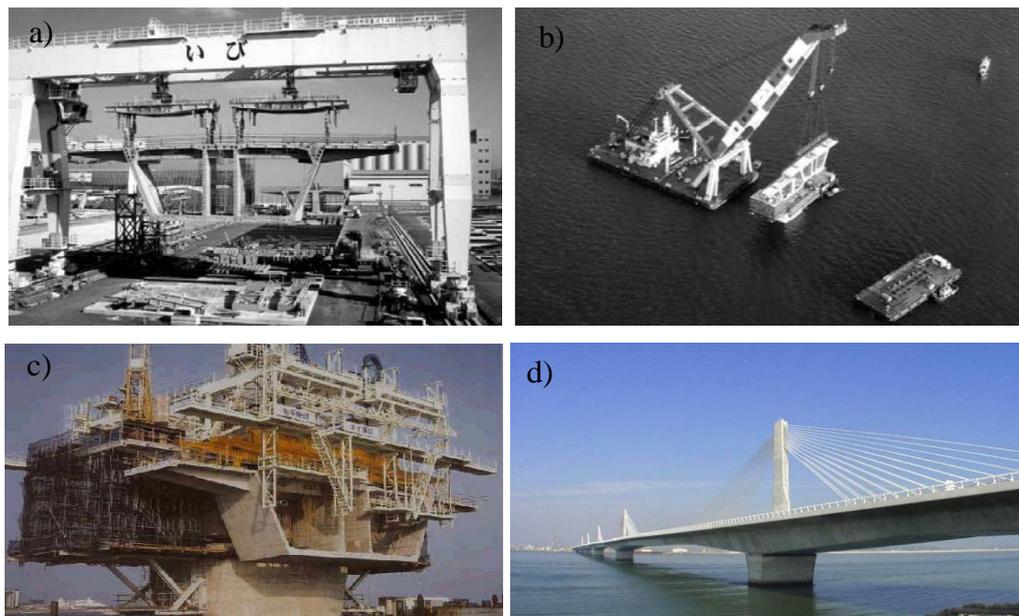


Figura 2.10 – a) Pré-fabricação das aduelas em betão, b) e c) Elevação das aduelas através de uma grua d)Obra concluída [2.29].

A ligação entre as aduelas foi conseguida através da utilização conjunta de pré-esforço extradorsal, pré-esforço interior nas secções de betão e pré-esforço exterior ao longo de todo o tabuleiro e através de conectores resistentes ao corte entre aduelas.

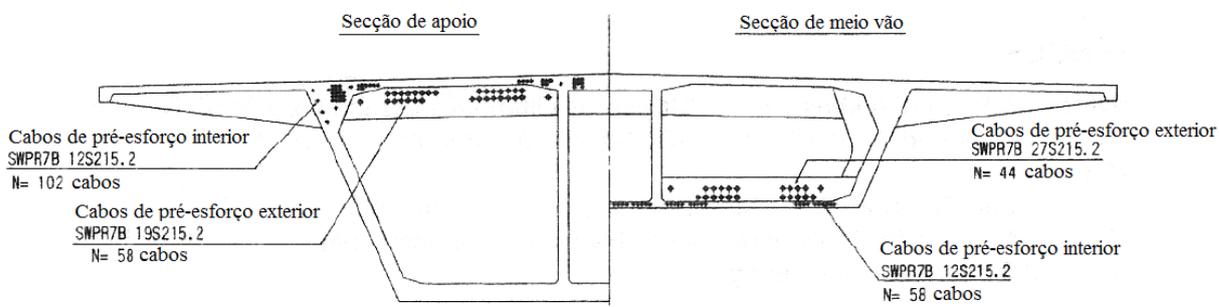


Figura 2.11 – Secção transversal tipo das Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa e distribuição de pré-esforço [2.32].

A secção do tabuleiro é uma viga-caixão com três células como é ilustrado na Figura 2.11 e os cabos extradorsais são ancorados na zona central da secção. De modo a reforçar as lajes e as almas transversalmente e de forma conferir a rigidez necessária ao tabuleiro, existem travessas ao longo da superstrutura.

2.4.3 Ponte Puh, Eslovénia 2007

A ponte Puh é um exemplo da boa integração estética de uma obra de arte com o meio envolvente. Esta ponte localiza-se em Ptuj, a cidade mais antiga da Eslovénia, datada do século I a.C.. A cidade apresenta uma arquitectura ligeira, com construções de baixa altura, espalhadas por verdes pastos. A ponte localiza-se sobre o lago Ptuj, sendo este o maior lago artificial da Eslovénia, responsável pelo fornecimento de água a uma grande população [2.33].

Ocorrem portanto, várias restrições e condicionalismos na escolha da solução a adoptar, entre os quais é importante destacar a geometria da estrada que apresenta um raio de curvatura apertado de 460 m, a necessidade de utilizar grandes vãos para vencer as distâncias impostas pelas zonas favoráveis à fundação dos pilares, a baixa rasante da via para que o impacto seja o menor possível na paisagem envolvente, incluindo uma altura máxima de torres de 10 m e um gabarit mínimo de circulação marítima de 4 m.

Optou-se por uma solução extradorsal que respeitasse todos estes condicionalismos e apresentasse uma beleza acrescida.



Figura 2.12 – Ponte Puh e a sua integração na paisagem envolvente [2.33].

A solução escolhida é constituída por cinco vãos, dois laterais de 65 m e três centrais com 100 m de comprimento, totalizando 430 m. O tabuleiro adopta um caixão de altura constante ao longo de todo o seu comprimento, de 2.7 m e uma relação de $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro}}$ de 37. O tabuleiro encontra-se simplesmente apoiado em aparelhos de apoio sobre os pilares e os cabos extradorsais ancoram neste, através de ancoragens de pré-esforço corrente e são desviados nas torres através de selas.

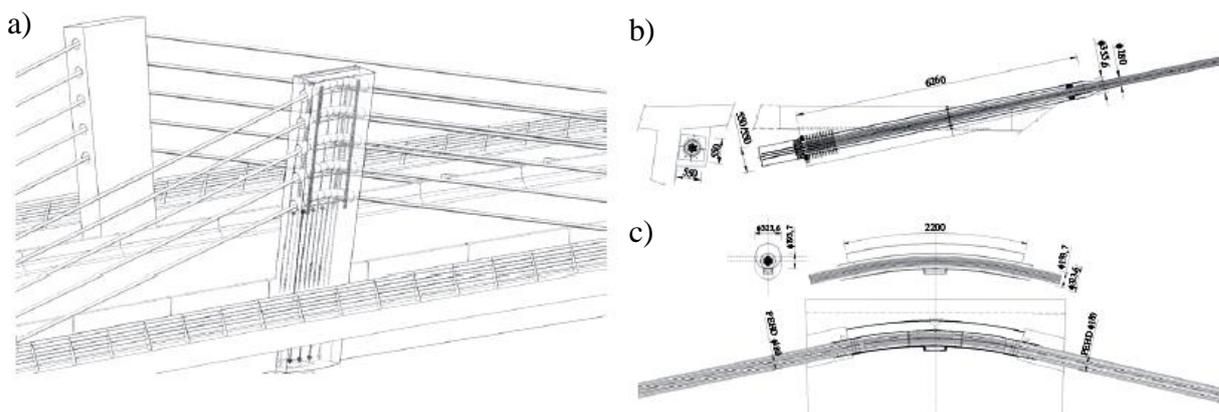


Figura 2.13 – a) Esquema dos cabos extradorsais a serem desviados nas torres, b) ancoragens no tabuleiro e c) selas de desvio [2.33].

O tabuleiro da ponte foi construído por avanços sucessivos em consola com recurso aos cabos extradorsais, apresentando aduelas com 5 m de comprimento.

2.4.4 Ponte Rittoh, Japão 2006

A Ponte Rittoh, localizada no Japão e que transpõe o Lago Biwa, foi construída em 2006 utilizando várias técnicas inovadoras. Esta ponte foi a primeira ponte extradorsal mista com almas onduladas (também conhecidas por almas “plissadas”) em aço, apresentando um tabuleiro em viga-caixão com três células, tornando-a uma boa solução para suspensão extradorsal, tendo em conta que o tabuleiro tem uma elevada largura.

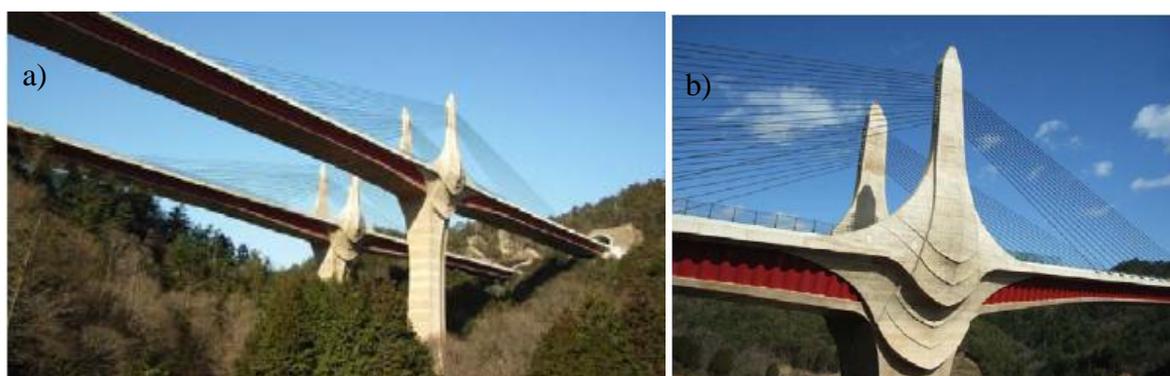


Figura 2.14 – a) Ponte Rittoh com os dois tabuleiros, b) Pormenor das torres [2.11].

A ponte apresenta dois tabuleiros distintos que, na realidade, são duas pontes paralelas: uma com 4 vãos e um comprimento total de 495 m e a outra com 5 vãos e um comprimento de 555 m.

Por condicionalismos construtivos devido à elevada inclinação dos taludes, não foi possível executar cimbramentos para a construção dos vãos laterais. Assim, foi utilizada uma técnica inovadora para a construção dos vãos laterais, montado primeiro as almas metálicas onduladas em secções como se se tratassem de vigas metálicas. Em seguida, utilizou-se essa estrutura para suportar a carga criada pela betonagem da restante secção de betão, à medida que os cabos extradorsais iam sendo colocados.

Esta técnica construtiva permitiu que os vãos laterais fossem construídos sem se recorrer a grandes equipamentos de elevação como foi necessário para os vãos principais, poupando-se largamente nos custos.

O aspecto mais importante nesta ponte é o facto dos cabos extradorsais serem ancorados ao tabuleiro, não nos tradicionais diafragmas de betão, mas sim em diafragmas metálicos, verificando-se assim uma significativa redução do peso próprio do tabuleiro.

Os cabos extradorsais estão directamente ligados aos diafragmas metálicos, transmitindo a força de compressão ao betão que se encontra atrás dos diafragmas, e a componente vertical da força é encaminhada directamente para o diafragma metálico e, por conseguinte, para as almas em aço.

Pelos pontos acima apresentados, a opção por tabuleiros mistos com almas onduladas em aço contribuem para que as pontes extradorsais sejam cada vez mais competitivas face a outras soluções: diminuindo o peso próprio das vigas, torna-se possível a utilização de vãos de maior dimensão e reduz-se o tempo de construção [2.11]. Acresce, que a opção por almas onduladas permite aumentar a inércia das placas metálicas melhorando a sua estabilidade, sem a necessidade de recorrer a reforços longitudinais ou verticais.

2.4.5 Pontes Kantutani, Choqueyapu e Orkojahuira, Bolívia 2010

Conhecidas como as “Trigémeas”, as Pontes Kantutani, Choqueyapu, Orkojahuira são três pontes seguidas, construídas para vencer três vales paralelos. Na *Figura 2.15* é possível observar como estas obras apresentam geometrias muito semelhantes e a forma como se apresentam quase simétricas ao vale central. Este é um caso único a nível mundial, já que nunca antes haviam sido construídas várias pontes extradorsais de forma sequencial.

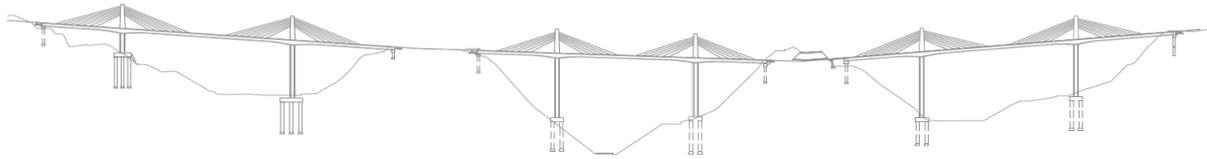


Figura 2.15 – Alçado das Pontes Kantutani, Choqueyapu e Orkojahuira, Bolívia (esquerda para direita) [2.50].

Após o estudo de várias alternativas, optou-se pela solução apresentada. Este traçado longitudinal permitiu criar um menor impacto visual na área urbana em redor face a uma solução atirantada previamente apresentada. Dado que a rasante da via em alguns casos se situa a 60 m de altura e tendo as torres de uma solução atirantada cerca de 25 m de altura, esta seria uma solução inapropriada para o local em causa. Optou-se por uma única torre, de modo a criar uma visão mais transparente através do vale.

As Pontes “Trillizos”, como são chamadas na Bolívia, apresentam aspectos semelhantes, todas elas com a mesma secção e o mesmo número de vãos, mas de diferentes comprimentos. A Ponte Kantutani têm um vão principal de 113.5 m, a Choqueyapu de 92.5 m e a Orkojahuira de 103 m.

O tabuleiro é de betão C40/50 e está ligado monoliticamente aos pilares e assente em aparelhos de apoio nos encontros.

A secção transversal é uma viga-caixão unicelular, tem 14.8 m e alberga 4 faixas de rodagem, 2 passeios laterais e um separador central com 1 m onde os cabos extradorsais entram no tabuleiro e são ancorados. A altura da secção varia entre 3.5 m na zona dos pilares e 2.1 m a meio vão.

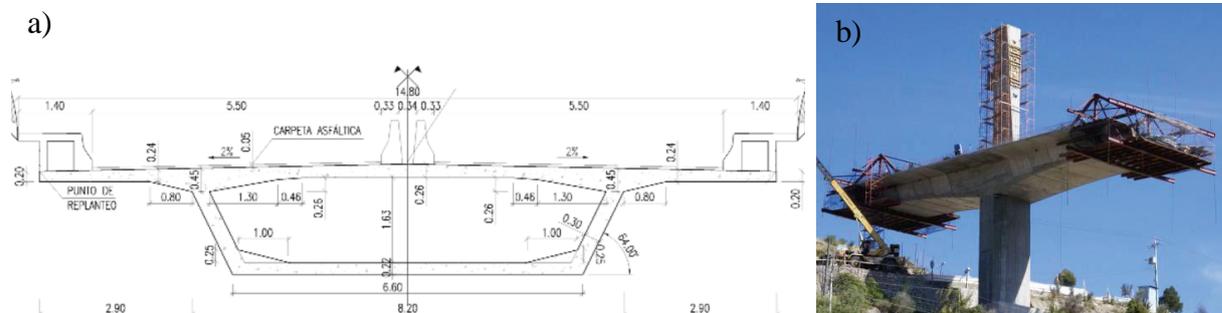


Figura 2.16 – a) Secção transversal tipo das Pontes “Trillizos”, b) Construção por avanços sucessivos [2.50].

Devido à altura significativa dos pilares e à irregularidade do terreno, o tabuleiro foi construído por avanços sucessivos em consola, de acordo com o apresentado na *Figura 2.16 b)*, como é comum fazer-se nas pontes extradorsais.

2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE AS PONTES EXTRADORSAIS ESTUDADAS

Ao longo do Capítulo 2 são apresentados resultados sobre as 72 pontes extradorsais construídas até ao presente. Verifica-se que a grande maioria das pontes estudadas apresentam características do conceito criado por Mathivat para pontes extradorsais com algumas variações das pontes com tabuleiro ligado monoliticamente aos pilares, projectadas por Kasuga e Menn.

O volume de betão por área de tabuleiro está no intervalo entre os parâmetros normalmente verificados para pontes em viga-caixão tradicional e pontes atirantadas, mesmo tendo-se observado grande dispersão entre as várias pontes extradorsais. Pelas várias pontes extradorsais analisadas, conclui-se que esta tecnologia é igualmente compatível para tabuleiros betonados “*in-situ*”, tabuleiros em betão com aduelas pré-fabricadas ou para tabuleiros mistos ou híbridos.

3 CONCEPÇÃO, DIMENSIONAMENTO E CONSTRUÇÃO

O Capítulo 3 trata dos diversos aspectos a serem considerados para a realização do projecto de uma ponte extradorsal, bem como dos correspondentes processos construtivos. Refere-se também à revisão das cargas de projecto a considerar no projecto de acordo com a regulamentação; discussão de metodologias de projecto; referência a regras de pré-dimensionamento dos elementos que compõem uma ponte extradorsal, nomeadamente das secções transversais do tabuleiro e traçado dos cabos extradorsais. Refere-se também à tecnologia associada aos tirantes e aos processos construtivos do tabuleiro. Este capítulo tem deste modo como objectivo apresentar os principais conceitos associados à concepção, ao dimensionamento e à construção de uma ponte extradorsal.

3.1 CRITÉRIOS GERAIS DE CONCEPÇÃO

3.1.1 Rigidez dos cabos extradorsais e do tabuleiro

As pontes extradorsais possuem um funcionamento estrutural que conjuga dois conceitos estruturais distintos, suspensão através dos cabos e flexão do tabuleiro de elevada rigidez. Na concepção é necessário portanto escolher qual dos dois sistemas terá maior influência no comportamento estrutural da ponte, o que é conseguido através da variação na relação entre a rigidez do tabuleiro e sistema de suspensão. Assim, diminuindo a rigidez do tabuleiro e aumentando a dos cabos, a ponte extradorsal apresenta um funcionamento semelhante ao de uma ponte de tirantes. Mas, por outro lado, aumentando a rigidez do tabuleiro e diminuindo a dos cabos, este comporta-se como uma viga contínua [3.26].

Nos casos em que o tabuleiro apresenta elevada rigidez, a secção transversal é dimensionada e é adoptado o máximo de pré-esforço longitudinal interior que se consegue acomodar. Em seguida, os cabos extradorsais são dimensionados, de modo a anular as tracções nas fibras inferiores e superiores do tabuleiro [3.32]. Quando o tabuleiro é mais flexível em comparação com a rigidez do sistema de suspensão dos cabos extradorsais, a metodologia adoptada é semelhante à de uma ponte atirantada. Assim, escolhe-se uma secção de tabuleiro com pequena rigidez, adopta-se uma configuração de cabos a utilizar e estes são dimensionados, de modo a anular as deformações do tabuleiro durante a fase construtiva, o que corresponde a equilibrar as componentes verticais das forças nos tirantes com as cargas permanentes do tabuleiro. Adicionalmente, em serviço, deve verifica-se que a tensão nos cabos extradorsais não excede $0.6 f_{puk}$ [3.15].

A maioria das pontes extradorsais referidas no Capítulo 2 foi projectada seguindo uma metodologia intermédia entre as duas metodologias anteriores, conjugando de forma eficiente a rigidez do tabuleiro com a rigidez dos cabos. Ogawa e Kasuga defendem que a relação entre a rigidez dos cabos e a rigidez do tabuleiro pode ser avaliada através do parâmetro β , que caracteriza a distribuição da sobrecarga pelos cabos extradorsais [3.26]:

$$\beta = \frac{\text{Carga vertical encaminhada pelos cabos extradorsais}}{\text{Carga vertical total no tabuleiro}} \times 100 \quad (3.1)$$

Estima-se que a transição entre uma ponte extradorsal e uma ponte de tirantes ocorra para $\beta=30\%$, correspondendo a uma variação de tensão nos cabos extradorsais devido à sobrecarga rodoviária de cerca de 50 MPa, como representado na *Figura 3.1*.

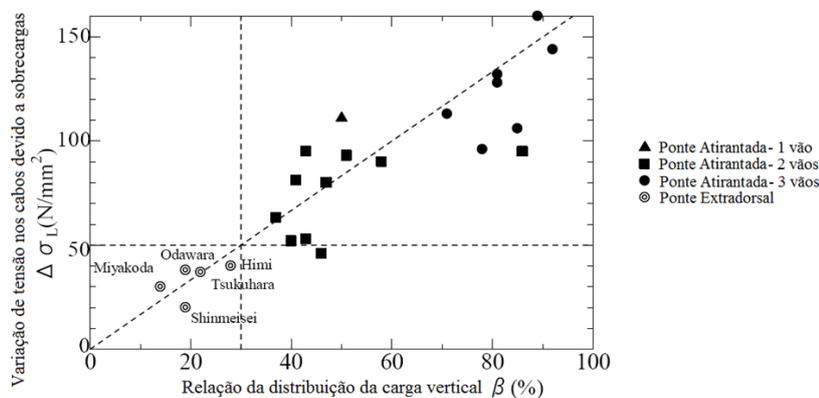


Figura 3.1 – Relação da distribuição da carga vertical em pontes extradorsais e atirantadas [adaptado de 3.17].

3.1.2 Tipo de ligação entre tabuleiro e os pilares

Os elementos que formam a superestrutura de uma ponte extradorsal são o tabuleiro, os cabos e as torres. Complementarmente os pilares e as fundações compõem a infra-estrutura. O tipo de ligação entre as duas partes condiciona fortemente o comportamento estrutural de uma ponte extradorsal. Dos exemplos apresentados no Capítulo 2, verifica-se que todas as pontes analisadas possuem as torres encastradas no tabuleiro, tornando rígida a ligação entre os três elementos que compõem a superestrutura. No entanto, observa-se destes exemplos que a ligação entre a superestrutura e a infra-estrutura pode fazer-se de duas formas distintas: (1) através de aparelhos de apoio, com o tabuleiro simplesmente apoiado nos pilares, ou (2) através de ligações encastradas entre o tabuleiro-torres e os pilares, em que ocorre transferência de momentos flectores entre o tabuleiro e os pilares.

Segundo Chio Cho, o tipo de ligação entre o tabuleiro e os pilares não influencia de forma significativa a variação de tensão dos cabos extradorsais, nem na quantidade aço de pré-

esforço a adoptar, dado que na solução em que o tabuleiro se encontra simplesmente apoiado sobre os pilares, obtêm-se momentos positivos maiores devido às sobrecargas. No entanto, nas secções de apoio, os momentos flectores são da mesma ordem de grandeza que os obtidos na solução encastrada. Observa-se, portanto, que a principal vantagem da solução encastrada corresponde à menor deformabilidade devido às sobrecargas nas secções de meio vão lateral e central. Esta solução exige, contudo, pilares mais rígidos e consequentemente mais onerosos.

Conclui-se, portanto, que em pontes extradorsais, a solução em que o tabuleiro se encontra encastrado nos pilares é a solução mais adequada, apresentando um melhor comportamento estrutural em relação às sobrecargas rodoviárias, à semelhança do que é verificado nas pontes em viga-caixão [3.7]. Afigura-se assim que deve procurar-se adoptar sempre esta solução, excepto nos casos em que os pilares sejam curtos e consequentemente não consigam acomodar as deformações criadas pela variação uniforme de temperatura e pelos efeitos diferidos de retracção e fluência do tabuleiro.

3.1.3 Distribuição de vãos

A distribuição dos vãos de uma ponte é normalmente condicionada por questões topográficas, geológicas e hidráulicas, cabendo ao Projectista definir a melhor solução tendo em consideração estas condicionantes. A escolha faz-se também de modo a obter o melhor comportamento estrutural possível.

Nesse sentido, Kasuga defende que o vão lateral deve situar-se entre 0.6 e 0.8 do vão principal, à semelhança do que se verifica nos tabuleiros em viga contínua, de forma a equilibrar os momentos máximos negativos em cada lado do pilar [3.17].

Segundo Chio Cho, para vãos laterais menores que 0.5 do vão principal, a flecha na secção de meio vão central diminui, bem como os momentos flectores nesta secção, mas cria muita assimetria nas tensões nos cabos, possibilitando a ocorrência de fenómenos de instabilidade da torre. Chio Cho refere também que, quando o vão lateral é maior ou igual a 0.60 do vão principal, as flechas no meio vão principal e os momentos flectores são sensivelmente maiores que na situação descrita anterior, mas a estrutura está melhor equilibrada, apresentando momentos flectores devido às sobrecargas rodoviárias de igual valor no meio vão lateral e principal [3.7].

Não existe portanto concordância relativamente à melhor solução de distribuição de vãos, que se compreende dado que na concepção de uma ponte extradorsal de um tabuleiro tipo viga

contínua valores 0.6 a 0.8 são os mais aconselháveis, enquanto que numa concepção mais próxima da de um tabuleiro atirantado, relações de 0.50 entre o vão lateral e central são normalmente adoptadas.

3.1.4 Altura das torres

Mathivat, no seu projecto para o Viaduto Arrêt-Darré, foi o primeiro a definir qual a altura aconselhada para as torres de uma ponte extradorsal. Este sugere que as torres devem apresentar uma altura equivalente a 1/15 do vão principal [3.22].

Komiya e Chio Cho efectuaram estudos paramétricos, de modo a estudar qual a altura ideal a adoptar para as torres, tendo chegado à conclusão que a altura das torres é inversamente proporcional aos momentos flectores no tabuleiro e à quantidade de aço nos cabos extradorsais. Komiya sugere que se adopte uma relação $L_{\text{vão principal}}/H_{\text{torre}}$ entre 8 e 12, obtendo-se, na secção de apoio, momentos flectores maiores que os que ocorrem durante a fase construtiva. Chio Cho recomenda que a altura da torre não exceda 0,10 do vão principal, para que não ocorram variações de tensão nos cabos devido às sobrecargas rodoviárias, superiores a 80 MPa [3.7,3.19].

3.1.5 Altura da secção transversal do tabuleiro

Na concepção inicial de uma ponte extradorsal, Mathivat sugere que o tabuleiro deve apresentar uma altura de secção transversal constante com a relação $L_{\text{vão principal}}/h_{\text{tabuleiro}}$ entre 30 e 35. Da análise do Anexo D, verifica-se que são muitas as pontes extradorsais que seguem estes valores de esbelteza do tabuleiro. Em alguns casos tem sido adoptado um tabuleiro com secção de altura variável. Tendo em conta que a grande maioria das pontes extradorsais abordadas no Capítulo 2 foram construídas por avanços sucessivos em consola, a variação de altura do tabuleiro ao longo do vão é fácil de realizar [3.22].

3.1.5.1 Tabuleiro com altura constante

Chio Cho sugere que quanto mais esbelto é o tabuleiro menores são os momentos flectores devido à carga permanente no tabuleiro e maior é a variação de tensão nos cabos extradorsais devido às sobrecargas rodoviárias. Defende ainda que, quando os cabos extradorsais são desviados nas torres através de selas metálicas e utilizam tecnologia de pré-esforço exterior comum, a máxima variação de tensão admissível para evitar fenómenos da fadiga do aço é de 80 MPa. Desta forma, a maior relação $L_{\text{vão principal}}/h_{\text{tabuleiro}}$ admissível para cumprir este

critério é de 35, para uma altura de torre de aproximadamente 10% do vão principal, confirmando os valores apresentados por Mathivat [3.7].

3.1.5.2 Tabuleiro com altura variável

A variação da altura da secção transversal do tabuleiro nas pontes extradorsais, assim como nas pontes em viga-caixão tradicional, tem como objectivo reduzir o peso próprio do tabuleiro, mantendo o seu bom funcionamento estrutural. A altura da secção transversal decresce a partir da secção dos pilares centrais e mantém a altura mínima até na secção meio vão central e extremidades do tabuleiro. Esta variação de altura, normalmente parabólica da secção transversal do tabuleiro, permite a redução da quantidade de aço de pré-esforço extradorsal e de pré-esforço longitudinal ordinário.

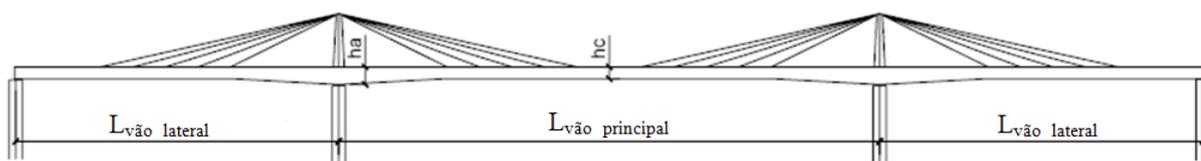


Figura 3.2 – Ponte extradorsal com tabuleiro de altura variável.

Na *Figura 3.2* estão representadas algumas variáveis que integraram o estudo de Chio Cho (h_a e h_c) e que afectam directamente o comportamento estrutural de uma ponte extradorsal de altura variável. Chio Cho sugere que, aumentando o comprimento do segmento onde a secção é variável, se obtém uma redução das flechas e uma pequena redução da variação de tensão nos cabos extradorsais. O comprimento máximo do tramo em que a altura varia não deve exceder $0.18 \cdot L_{\text{vão principal}}$, dado que a partir deste comprimento não se verificam ganhos significativos na economia de aço de pré-esforço extradorsal. Chio Cho estudou também a influência da variação da relação entre as alturas do tabuleiro (h_a/h_c), concluindo que esta relação tem uma grande influência no comportamento estrutural da ponte. Assim, aumentando a relação h_a/h_c obtém-se uma redução da variação de tensões nos cabos extradorsais, um aumento de momentos flectores nas secções das torres e uma pequena redução dos momentos flectores na secção de meio vão principal. Chio Cho conclui que a relação óptima entre alturas do tabuleiro (h_a/h_c) é de aproximadamente 1.5, de modo a que variação de tensão nos cabos devido às sobrecargas rodoviárias se situe abaixo dos 80 MPa. [3.7].

De acordo com os estudos de Komiya, a altura do tabuleiro deve ser variável de modo que a relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro apoio}}$ seja de 35 e a relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro meio vão}}$ seja de 55. Segundo Chio Cho, estas relações devem ser, respectivamente, de 30 e 45, caso se considere a secção de apoio ou de meio vão. [3.19].

3.2 CONCEPÇÃO: TORRES E PILARES

Numa ponte extradorsal, os elementos estruturais mais marcantes e com maior destaque são as torres. Existem autores que fazem a distinção entre torres e mastro, sendo que normalmente utiliza-se a designação “torre” no caso da estrutura de suporte dos cabos ser composta por mais que um fuste e com um funcionamento conjunto em pórtico, por outro lado o termo “mastro” é utilizado para descrever casos de fustes isolados com um funcionamento tipo consola. No presente trabalho foi decidido adoptar sempre a designação “torres” de forma a uniformizar a nomenclatura.

A concepção das torres proporciona uma grande criatividade ao Projectista, na medida em que estas podem apresentar-se das mais diversas formas e com grande variação dimensional. A decisão mais importante a ser tomada é se as torres são constituídas por um único fuste, suspendendo o tabuleiro de forma central ou se constituídas por dois fustes e, neste caso, suspendendo o tabuleiro de forma lateral. Esta decisão tem de ser tomada simultaneamente com a escolha da secção do tabuleiro, dado que o tipo de suspensão, central ou lateral, influencia os dois elementos. Assim, as torres podem apresentar uma de três configurações: (1) com suspensão central, (2) com suspensão lateral ou (3) com uma solução híbrida, conjugando ambas as configurações, como ilustrado na *Figura 3.3*.

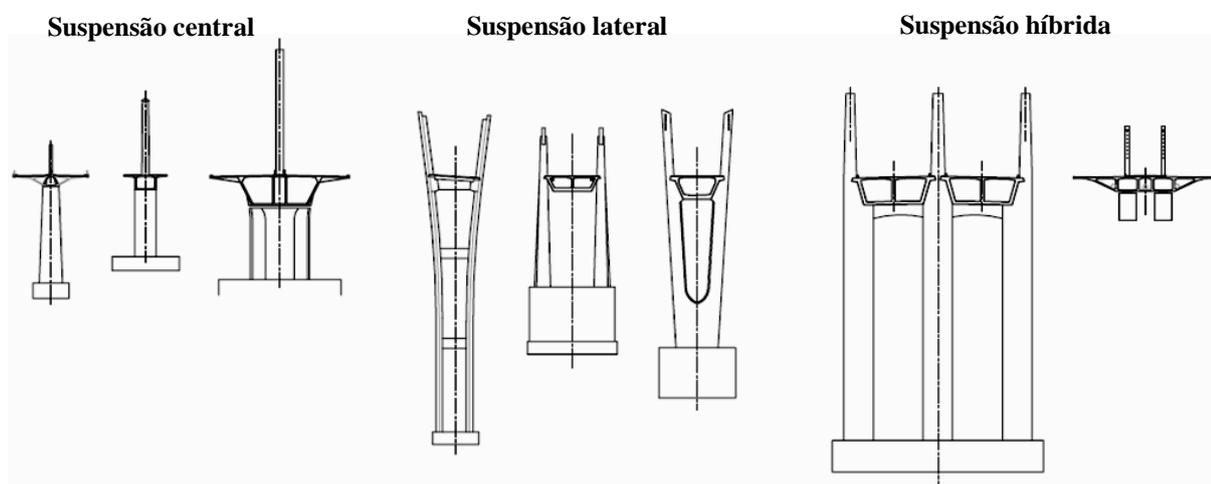


Figura 3.3 – Configuração de torres e pilares. Da esquerda para a direita: Ponte Barton Creek, Ponte North Arm, Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa, Ponte Sunniberg, Ponte Odawara Blueway, Ponte Tsukuhara, Ponte Miyakodagawa e Ponte Domovinski. (Ver Quadro 2.1 para referências).

Nas pontes em que o tabuleiro apresenta suspensão central, a disposição dos cabos extradorsais apresenta um efeito estético muito agradável, evitando o cruzamento de cabos quando vista em perfil. Com a utilização desta solução, o tabuleiro pode estar sujeito a elevados momentos torsões, causados pela assimetria das sobrecargas rodoviárias no plano

da secção transversal. Esta configuração é comumente adoptada para pontes com tabuleiro de grande largura, tipicamente acima dos 20 m, para que a secção transversal não tenha de ser demasiado rígida nas suas extremidades laterais, podendo assim diminuir-se o seu peso próprio.

Com a utilização de uma configuração de suspensão lateral, a rigidez transversal da superestrutura aumenta em relação à anterior, como explicado acima, sendo esta configuração mais apropriada para tabuleiros com largura inferior a 20 m.

Na concepção das torres e dos pilares, um factor muito condicionante é o tipo de ligação entre estes e o tabuleiro. Dado que o tipo de ligação entre elementos tem uma grande influência no comportamento dos pilares, então este tem de ser pensado, de modo a dar resposta às solicitações impostas. Caso o tabuleiro esteja simplesmente apoiado nos pilares, estes estão sujeitos a momentos flectores pequenos, contrariando o que se verifica quando estes estão ligados monoliticamente ao tabuleiro. Esta escolha depende da altura dos pilares e dos momentos flectores criados pela variação uniforme de temperatura e pelos efeitos da retracção e fluência do tabuleiro.

Em resumo, a concepção dos pilares em pontes extradorsais não difere muito de uma qualquer outra ponte. Por outro lado, a concepção das torres depende essencialmente do tipo de suspensão do tabuleiro, da configuração dos cabos extradorsais e do tipo de ligação entre os pilares e o tabuleiro.

3.3 CONCEPÇÃO: SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A escolha do tipo de secção transversal do tabuleiro está directamente relacionada com o tipo de suspensão. Tal como é discutido anteriormente, a escolha do tipo de suspensão está relacionada com a largura do tabuleiro. Assim, a secção transversal do tabuleiro é também influenciada por esta dimensão. A altura da secção é outra condicionante, dependendo da dimensão do vão principal, como é abordado no sub-capítulo 3.1.5. Por último, a estética também condiciona esta escolha, uma vez que se torna necessário conjugar todos os factores, de modo a obter-se uma solução harmoniosa.

Nas pontes de tirantes existem dois grandes tipos de secções transversais: lajes vigadas e vigas-caixão. As lajes vigadas são utilizadas apenas em casos de suspensão lateral devido à maior rigidez da secção estar presente nas vigas longitudinais laterais. Esta solução apresenta

um bom comportamento estrutural na direcção transversal. Por outro lado, as secções em viga-caixão permitem que a suspensão seja lateral ou central, podendo variar-se a secção de modo a obter maior rigidez no centro ou distribuída em toda a largura do tabuleiro, apresentando um melhor comportamento estrutural na direcção longitudinal que um tabuleiro em laje vigada.

Para uma ponte extradorsal, a secção transversal adequada encontra-se entre uma destas duas soluções, dependendo dos vários factores referidos anteriormente. Assim, os Projectistas definiram quatro grandes grupos de secção transversal: (1) vigas-caixão com suspensão central, (2) vigas-caixão com suspensão lateral, (3) vigas-caixão de múltiplas células e com suspensão híbrida e (4) lajes vigadas com suspensão lateral.

Contudo, da análise das pontes extradorsais apresentadas no Capítulo 2, verifica-se que a grande maioria apresenta um tabuleiro em viga-caixão, privilegiando a rigidez longitudinal e sustentando o conceito subjacente às pontes extradorsais, em que se associa o funcionamento com dois sistemas estruturais: suspensão através dos cabos e resistência à flexão por parte de um tabuleiro rígido.

3.3.1 Viga-caixão com suspensão central

As secções em viga-caixão de betão com suspensão central apresentam-se normalmente com três células, uma central de pequena largura e duas células laterais.

As Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa apresentam uma secção transversal do tabuleiro como a descrita acima e ilustrada na *Figura 3.4*. Como referido anteriormente, este tipo de suspensão destina-se a tabuleiros de elevada largura, possibilitando que a rigidez transversal esteja concentrada no centro da secção, adoptando-se consolas laterais para perfazer os 33 m de largura da secção. Os cabos extradorsais são ancorados a um diafragma parcial na zona entre as duas almas centrais, que pode ser substituído por uma viga transversal.

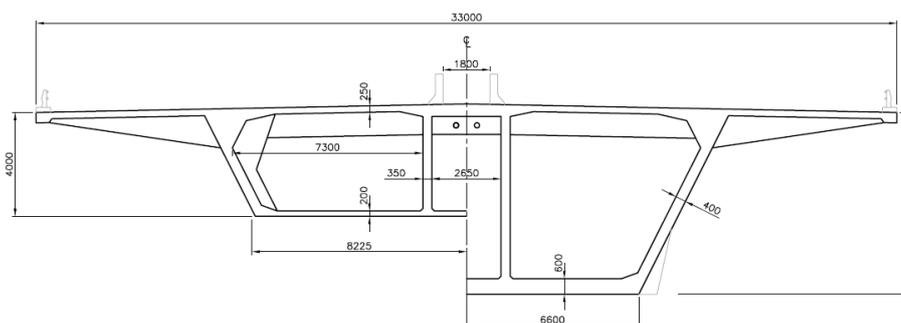


Figura 3.4 – Secção transversal do tabuleiro das Pontes Ibi Gawa e Kiso Gawa, Japão (cotagem em mm)

[3.2,3.17].

Existem também tabuleiros com secções mistas aço-betão, como o caso do Viaduto Trois Bassins, que é composto por uma viga-caixão em betão com grandes consolas suportadas por escoras metálicas.

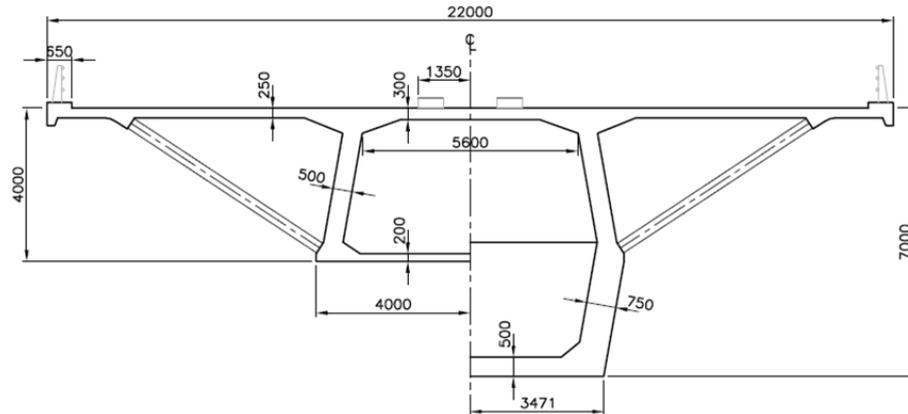


Figura 3.5 – Secção transversal do tabuleiro do Viaduto Trois Bassins, França (cotagem em mm) [3.12].

Nestas secções mistas é comum verificar-se que os cabos entram no centro das mesmas e depois são desviados através de desviadores metálicos, de modo a serem ancorados nos cantos inferiores da célula central do tabuleiro.

Segundo as recomendações do SETRA, a suspensão central é uma boa opção para pontes com um número par de faixas de rodagem e com um separador central. Sugerem também que são preferíveis almas inclinadas, na medida em que facilitam a descofragem da secção e permitem reduzir a largura dos pilares [3.31].

3.3.2 Viga-caixão com suspensão lateral

As pontes extradorsais com suspensão lateral apresentam tipicamente um tabuleiro com duas faixas de rodagem e uma largura inferior a 20 m, muitas vezes apresentando uma única célula. Nestes casos, a ancoragem dos cabos extradorsais é realizada em consolas pequenas que são suficientemente rígidas para suportar as cargas verticais dos mesmos, não sendo necessário adoptar diafragmas ou carlingas para este efeito. Estas consolas são prolongamentos das almas, estando estes elementos fortemente interligados.

A espessura da laje superior é reduzida recorrendo a pré-esforço transversal e as almas são inclinadas, de modo que a laje inferior seja estreita e a que o pilar apresente, conseqüentemente, uma menor largura. A Ponte Tsukuhara é um exemplo de suspensão lateral, sendo a sua secção transversal do seu tabuleiro é ilustrada na *Figura 3.6*.

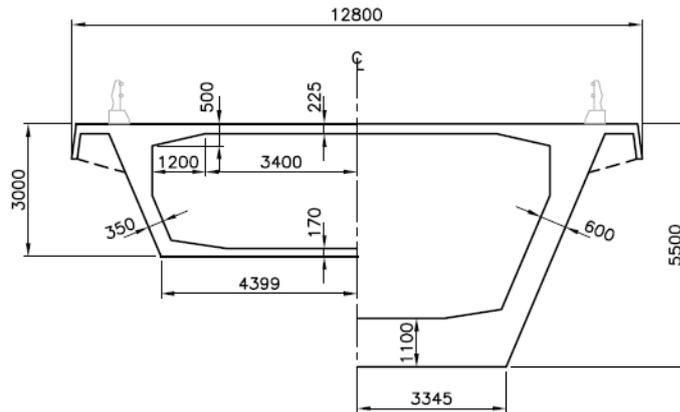


Figura 3.6 – Secção transversal do tabuleiro da Ponte Tsukuhara, Japão (cotação em mm) [3.17].

3.3.3 Viga-caixão com suspensão híbrida

A suspensão híbrida pode apresentar-se de duas formas diferentes, combinando a suspensão lateral com a suspensão central ou através de uma solução com dupla suspensão central, como é caso da Ponte Domovinski, em que a secção transversal do tabuleiro é ilustrada na Figura 3.7.

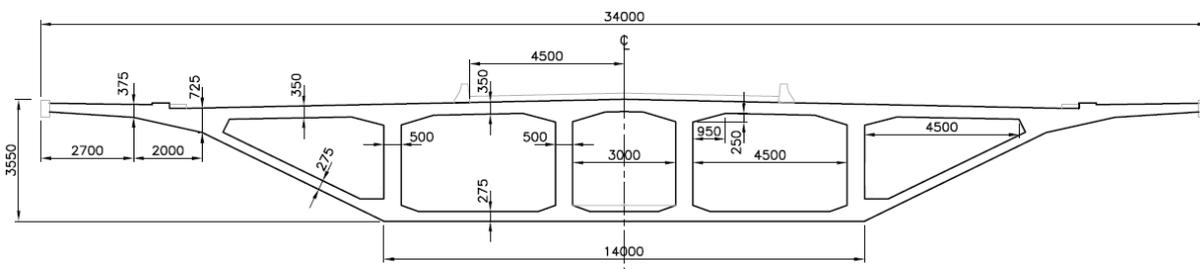


Figura 3.7 – Secção transversal do tabuleiro da Ponte Domovinski, Croácia (cotação em mm) [3.1].

A opção por uma secção em viga-caixão com várias células é desaconselhada pelo SETRA, uma vez que a sua construção implica que o equipamento de avanços tenha mais compartimentos, criando problemas de betonagem das almas interiores e aumentando o custo da construção [3.31]. Menn também defende que esta solução não é a melhor, uma vez que a rigidez da secção na direcção longitudinal está relacionada com o raio de giração $\sqrt{I/A}$, aumentando com incremento da inércia da secção (o que se consegue aumentando a quantidade de material nos banzos) e com a diminuição da área (eliminando as almas menos necessárias) [3.24]. O principal problema relaciona-se com a transmissão de cargas nas almas, dado que a determinação das cargas instaladas em cada um destes elementos é um exercício complexo. Esta situação pode simplificar-se caso sejam adoptados diafragmas, aumentando a rigidez da secção transversal e, criando uma distribuição de forças mais uniforme.

As vigas-caixão em betão com células múltiplas utilizadas em configurações de suspensão híbrida são normalmente as secções com maior altura efectiva, constituindo uma solução menos económica que possíveis alternativas. Esta secção apresenta apenas uma vantagem, na medida que pode manter os vãos da laje superior abaixo dos 4 m, evitando assim a utilização de pré-esforço transversal.

3.3.4 Laje vigada com suspensão lateral

Este tipo de secção do tabuleiro aproxima-se muito da secção típica de uma ponte atirantada, sendo adoptada quando se pretende um tabuleiro o mais esbelto possível, de forma a ser suspenso entre cabos sem resistir a grandes momentos flectores.

Normalmente, de modo a que a secção do tabuleiro cumpra a esbelteza típica de uma ponte extradorsal, conforme referido no sub-capítulo 3.1.5, esta secção é utilizada apenas para pontes extradorsais com pequenos vãos, conseguindo-se assim manter o comportamento estrutural repartido entre a tracção dos cabos extradorsais e a flexão do tabuleiro pré-esforçado.

A Ponte Saint-Rémy-de-Maurienne é um exemplo desta tipologia. O tabuleiro é uma laje vigada com 2.15 m de altura e apresenta vãos de 52.2 m e 48.5 m, correspondendo a uma relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{altura da secção}}$ de 35.

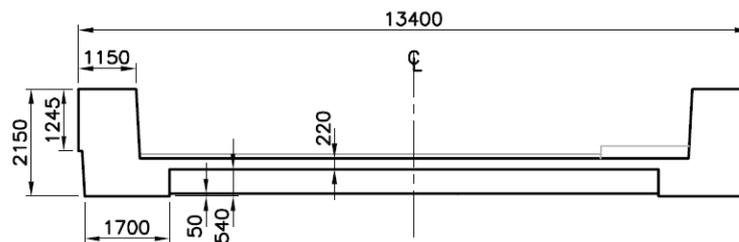


Figura 3.8 – Secção do tabuleiro da Ponte Saint-Rémy-de-Maurienne, França (cotagem em mm) [3.14].

3.4 CONCEPÇÃO: CABOS EXTRADORSAIS E ANCORAGENS

3.4.1 Configuração dos cabos extradorsais

Numa ponte suportada por cabos extradorsais ou tirantes, a componente vertical da força presente nestes eleva o tabuleiro, enquanto a componente horizontal pré-esforça-o.

Existem três tipos de arranjos de cabos de extradorsais, à semelhança do que se verifica nas pontes atirantadas: a configuração em leque, em harpa e uma configuração intermédia normalmente designada em semi-leque (*Figura 3.9*).

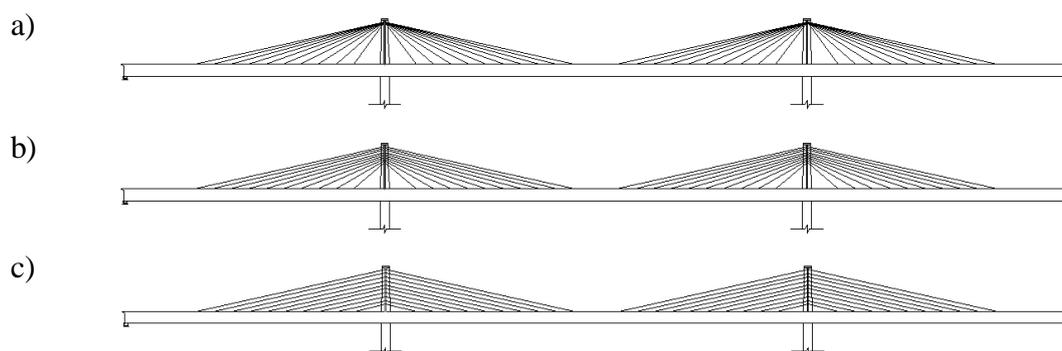


Figura 3.9– Configuração do sistema de suspensão do tabuleiro a) Leque, b) Semi-leque e c) Harpa.

Numa configuração em leque, os cabos extradorsais são todos desviados no topo da torre, através de grandes selas de desvio. A utilização de uma configuração de cabos em leque é complexa, na medida que não é fácil fazer convergir todos os cabos no mesmo ponto, sendo necessário recorrer a selas de desvio especiais, normalmente metálicas. Para além desta desvantagem, a configuração em leque conduziu nalguns casos a problemas construtivos quando utilizada com a técnica de avanços sucessivos em algumas pontes atirantadas [3.27]. Como o atrito entre os tirantes e o interior da sela de desvio não é elevado, é possível que ocorra deslizamento de tirantes devido a algum desequilíbrio durante a construção do tabuleiro em consola. Este facto obriga a que sejam tomadas medidas preventivas para que estas situações não aconteçam, necessitando de um estudo cuidadoso do processo de construção do tabuleiro, bem como de um controlo de execução rigoroso.

Num arranjo em harpa, os cabos extradorsais são paralelos entre si. Esta configuração apresenta-se com uma estética melhorada, em que se observa uma harmonia no seu aspecto, não existindo o cruzamento de cabos de diferentes planos quando a obra é vista de perfil.

Esta distribuição de cabos extradorsais elimina as desvantagens associadas à convergência de todos os cabos no topo da torre, possibilitando que estes sejam desviados ao longo de todo o fuste, diminuindo os problemas relativos à instabilidade da torre. A configuração em harpa necessita de mais aço de pré-esforço extradorsal que uma configuração em leque, mas como todos os cabos apresentam a mesma inclinação as ancoragens e das selas de desvio são sempre iguais, assim como as pormenorizações de armaduras e os cuidados construtivos a ter em consideração. Dado que esta configuração transmite maior compressão ao tabuleiro que uma configuração em leque, o aumento de aço de pré-esforço extradorsal será compensado, em parte, pela poupança de pré-esforço ordinário, uma vez que este será necessário em menores quantidades.

A inclinação dos cabos/tirantes influencia fortemente o comportamento estrutural de pontes extradorsais e atirantadas com configuração em harpa. Pela análise da *Figura 3.10 a)*, verifica-se que para uma força total constante em todos os cabos/tirantes, a componente vertical aumenta praticamente de forma linear com o aumento da inclinação de 0° a 30° , mas a componente horizontal da força decresce apenas cerca de 12%. Pela análise da *Figura 3.10 b)*, conclui-se que se uma ponte extradorsal for dimensionada como uma ponte de tirantes, ou seja, se for sustentada apenas pela componente vertical da força dos cabos, a força em cada cabo seria 2 a 3 vezes superior à de um tirante. Esta conclusão pode ser feita se a ponte extradorsal e a atirantada possuírem igual vão principal.

Pela análise da mesma figura verifica-se ainda que a compressão máxima no tabuleiro de uma ponte extradorsal é igual à observada numa ponte atirantada de vão principal 2 a 3 vezes superior [3.25].

As duas configurações acima descritas influenciam significativamente o comportamento da estrutura. Numa configuração em leque o ângulo definido entre alguns dos cabos extradorsais e o tabuleiro é superior a 45° , resultando numa componente vertical da força instalada nos cabos maior que a componente horizontal, conferindo à ponte um comportamento estrutural semelhante ao de uma ponte atirantada [3.27]. Por outro lado, numa ponte com configuração de cabos em harpa, o ângulo entre estes e o tabuleiro é inferior a 45° . Assim, a componente vertical da força neles instalada é menor que a componente horizontal, assemelhando-se o seu comportamento a uma ponte vigada pré-esforçada.

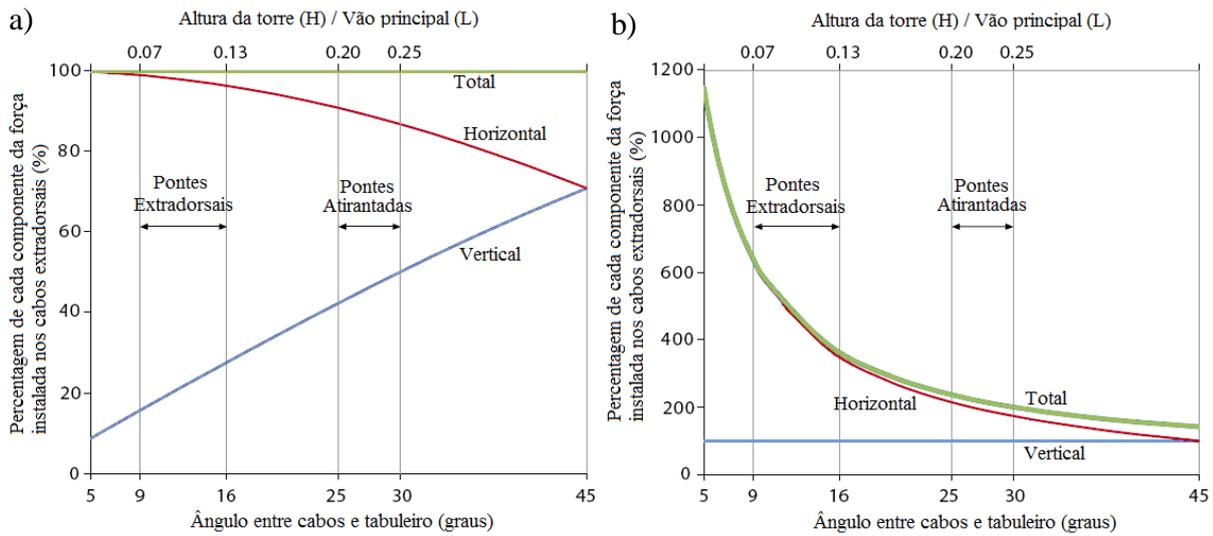


Figura 3.10 – Efeito da inclinação dos cabos nas componentes da força instalada numa configuração em harpa a) para uma força total constante e b) para uma componente vertical constante. [adaptado de 3.25].

Pela análise das configurações de cabos extradorsais presentes nas pontes estudadas no Capítulo 2, verifica-se que a maioria apresenta um arranjo de cabos intermédio, conjugando as vantagens das configurações em leque e em harpa, sendo esta configuração designada como em “Semi-Leque”.

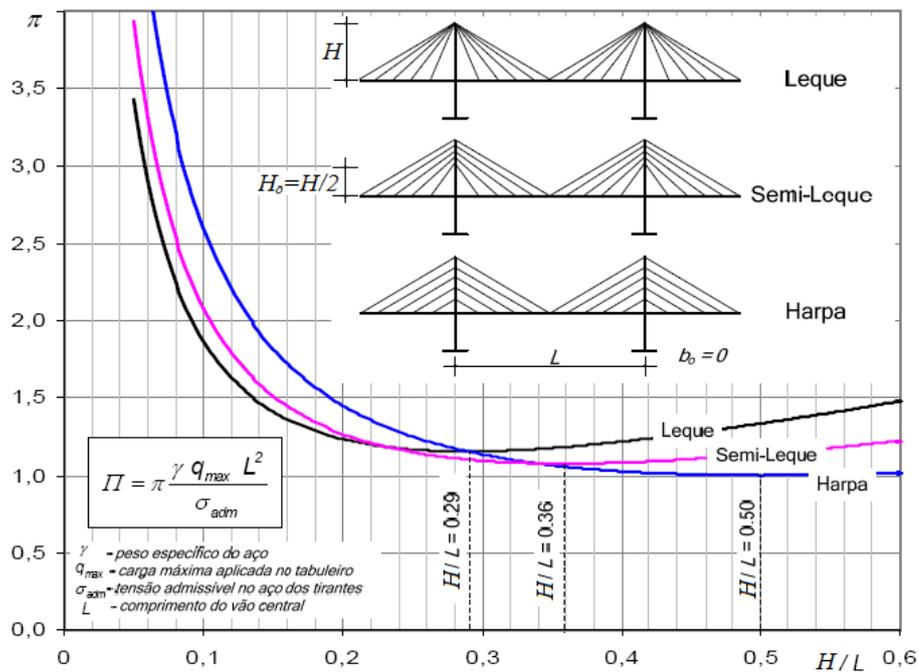


Figura 3.11 – Peso de aço nos tirantes em função do tipo de suspensão e da relação (H/L), para um tabuleiro com suspensão total [adaptado de 3.27].

Pela análise da Figura 3.11, verifica-se que, tendo em consideração apenas o peso de aço nos tirantes, a relação H/L óptima é de cerca de 0.35. Esta depende da configuração considerada:

para um arranjo em Leque o valor mínimo de peso de aço em cabos extradorsais é obtido para uma relação H/L de 0.29, para o caso de uma configuração em Semi-Leque a relação óptima é de 0.36 e para um arranjo em Harpa o valor óptimo de H/L aumenta para 0.5.

Nas pontes extradorsais a análise dos ganhos não pode ser feita tendo em consideração apenas o peso de aço nos cabos extradorsais, uma vez que o tabuleiro apresenta rigidez e é responsável pelo encaminhamento de grande parte das cargas. Interessa, então, que a configuração de cabos forneça alguma sustentação vertical, mas a sua grande função é a de pré-esforçar o tabuleiro, sendo assim possível reduzir a quantidade de pré-esforço ordinário utilizado.

Dado que as pontes extradorsais apresentam dois sistemas de encaminhamento de cargas, os cabos à tracção e o tabuleiro à flexão, torna-se possível que os cabos estejam a sustentar apenas uma parte da totalidade das cargas verticais aplicadas no tabuleiro. Este facto não é normalmente possível nas pontes atirantadas, uma vez que o seu tabuleiro não está dimensionado com a necessária rigidez e resistência para que seja considerado como sistema de encaminhamento de cargas verticais para os apoios.

A *Figura 3.12* ilustra a influência da suspensão parcial do tabuleiro no valor do momento flector criado na secção das torres. Segundo Tang e pela análise da *Figura 3.12*, para um tabuleiro com secção de massa e rigidez constante, torna-se eficaz dotá-lo de suspensão apenas numa zona perto do meio vão. Esta afirmação é comprovada pela análise da curva a), que se situa acima das restantes 3 curvas, evidenciando o comportamento estrutural superior desta opção [3.33].

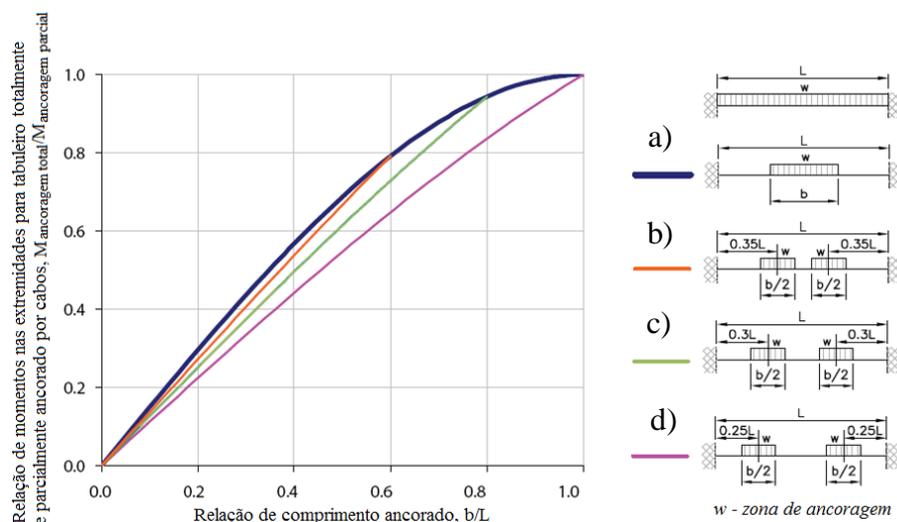


Figura 3.12– Influência de tabuleiro parcialmente suspenso [adaptado de 3.33].

A maioria das pontes extradorsais abordadas no Capítulo 2 possui suspensão em cerca de 60% do tabuleiro. Verifica-se que para estes casos o momento flector na zona das torres é 80% do que se observaria caso o tabuleiro apresentasse suspensão total.

A ideia de reduzir o comprimento de suspensão num tabuleiro foi primeiramente apresentada por Mathivat [3.22]. Este sugere que, ancorando o primeiro cabo a uma distância da torre de 10% do vão principal, se consegue uma poupança de aço de pré-esforço extradorsal até 20%. Chio Cho defende que o primeiro cabo deve ser ancorado a uma distância da torre de 18% do vão principal, obtendo assim uma solução óptima para o caso de pontes extradorsais que apresentem tabuleiro com secção de altura variável [3.7]. Komiya considera que, para pontes extradorsais que apresentem um tabuleiro com secção de altura constante, é apropriado que o primeiro cabo esteja ancorado a uma distância da torre de 20% do vão principal. Esta solução revela-se a mais económica, em que o pré-esforço extradorsal e o pré-esforço ordinário representam, respectivamente, 60% e 40% dos custos totais de aço de pré-esforço [3.19].

3.4.2 Protecção anticorrosiva dos cabos extradorsais

O bom funcionamento de uma ponte extradorsal depende em grande medida da qualidade do aço dos cabos e significativamente de um sistema eficaz de protecção à corrosão. Existem variados sistemas de protecção do aço de pré-esforço. A maioria das especificações internacionais sugere que sejam adoptadas duas barreiras de protecção distintas, conforme se refere nas recomendações do SETRA e da Federação Internacional de Betão (fib) [3.11,3.30]. Os dois sistemas protectores são normalmente compostos por uma bainha exterior e por um material que envolve os cordões dentro das bainhas. Estes dois sistemas criam uma primeira protecção do aço de pré-esforço, impedindo a acção dos elementos corrosivos e, uma segunda protecção, que proporciona uma segurança maior, na medida que protege directamente cada cordão individualmente, no eventual caso dos elementos corrosivos penetrarem através da bainha exterior.

Os sistemas de protecção de tirantes em pontes atirantadas registaram uma grande evolução nos últimos 20 anos. Inicialmente adoptaram-se bainhas de polietileno ou em aço inox. As bainhas de plástico eram pretas devido à adição de carbono na sua composição com o intuito de aumentar a sua durabilidade à acção dos raios ultra-violeta do sol e o enchimento das bainhas era comumente realizado com uma calda de cimento. Este tipo de protecção deixou de ser usado por apresentar vários inconvenientes. Em primeiro lugar, por serem pretas ou de aço inox, as bainhas aumentavam muito as variações de temperatura do aço de pré-esforço,

provocando distorção e fissuração das mesmas, pelo que passaram a ser apenas de polietileno e de cores mais claras. Para além disso, o enchimento das bainhas com calda de cimento apresenta várias desvantagens: (1) o peso próprio dos tirantes é muito elevado; (2) as bainhas tendem a fissurar junto das ancoragens, sendo esta uma zona muito sensível nos tirantes; (3) como os cordões são aderentes não é possível proceder à sua inspecção bem como à substituição de apenas um cordão. Por estas razões o preenchimento com calda de cimento foi substituído por ceras petrolíticas ou por resinas à base de *epoxy*. Estes produtos sintéticos são mais flexíveis, garantindo uma melhor protecção dos cordões, permitindo que sejam substituídos individualmente. Mais recentemente, e de forma a melhorar ainda mais os sistemas de protecção, começou-se a utilizar aço de pré-esforço galvanizado [3.27].

Actualmente, a prática corrente em pontes extradorsais é a de utilizar aço de pré-esforço galvanizado dentro de bainhas de polietileno de alta densidade (PEAD) preenchidas com resinas sintéticas [3.17].

3.4.3 Ancoragens no tabuleiro

As pontes extradorsais são caracterizadas por apresentarem baixas variações de tensão nos cabos devido às sobrecargas rodoviárias. O valor destas variações de tensão está limitado a 80 MPa, podendo utilizar-se ancoragens comuns de pré-esforço exterior. Esta é uma das grandes diferenças entre pontes extradorsais e pontes de tirantes, na medida em que as tensões verificada nos tirantes para a acção das sobrecargas rodoviárias situam-se entre 200 MPa e 250 MPa, sendo, por esta razão, necessário adoptar ancoragens de aço de alta resistência e com excelente resistência à fadiga.

As ancoragens normalmente adoptadas no tabuleiro são activas, de modo a que o tensionamento dos cabos extradorsais possa ser efectuado de forma fácil pelo tabuleiro, recorrendo a macacos hidráulicos “*monostrand*”, que conduzem a menores custos associados ao tensionamento dos cabos.

Existem diferentes marcas a nível mundial que se especializaram na produção de aço de pré-esforço extradorsal, bem como de todos os elementos necessários para que este seja aplicado, incluindo ancoragens. A Dywidag-Systems InternationalTM é uma das empresas que mais tem fornecido material de pré-esforço para as pontes extradorsais recentes [3.10], apresentando-se no mercado com diferentes ofertas.

A ancoragem de pré-esforço extradorsal, Tipo XD (-E para enchimento com *epoxy*), ilustrada na *Figura 3.13*, foi dimensionada de forma a combinar a cabeça de ancoragem de um cabo de pré-esforço exterior corrente com a protecção anticorrosiva encontrada em ancoragens de tirantes.

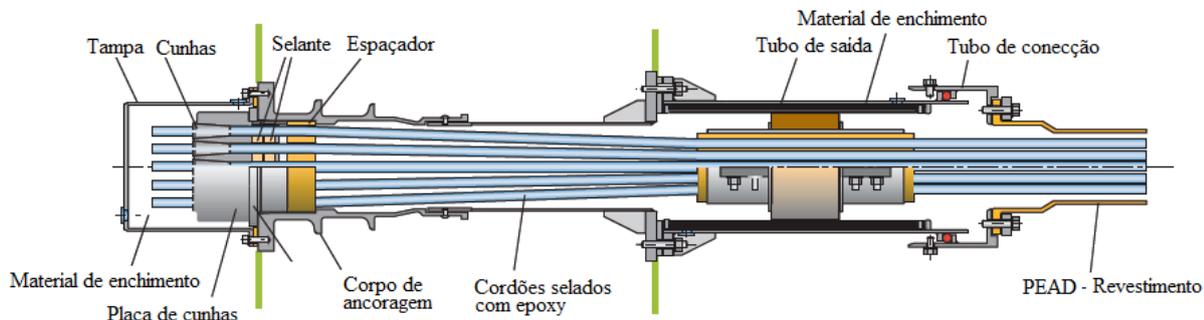


Figura 3.13 – Ancoragem extradorsal DSI Tipo XD-E [adaptado de 3.10].

A utilização destas ancoragens nas pontes extradorsais permite que o sistema de suspensão extradorsal seja mais económico que o de um tabuleiro atirantado (para uma igual quantidade de aço de pré-esforço).

3.4.4 Ancoragens ou selas de desvio nas torres

Os cabos extradorsais podem ser desviados nas torres adoptando uma de duas soluções. É possível ancorá-los, à semelhança do que é efectuado no tabuleiro, ou pode optar-se por desviá-los através de selas de desvio. Ambas as soluções são possíveis e muitas vezes são até utilizadas em simultâneo numa mesma torre, consoante o ângulo entre o cabo e a torre seja pequeno ou grande, respectivamente.

Se os cabos estiverem ancorados na torre, as forças horizontais têm de ser encaminhadas entre os cabos de lados opostos da torre. Este feito pode ser conseguido cruzando os cabos e, assim, a transferência de cargas dá-se por compressão da torre (*Figura 3.14 a*), ou colocando os cabos no mesmo alinhamento e funcionando a torre à tracção horizontal, sendo que esta técnica só é possível caso a torre seja em caixão (*Figura 3.14 b*).

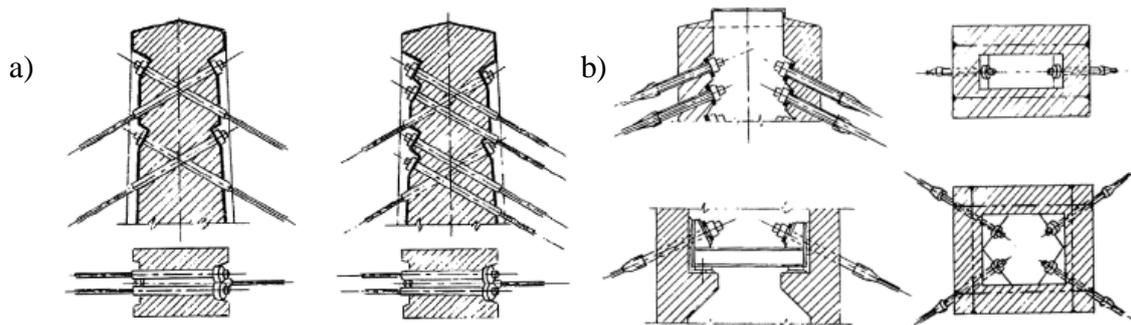


Figura 3.14 – a) Cruzamento de ancoragens dos cabos nas torres e b) ancoragens dos cabos nas torres em caixão [3.27].

No caso apresentado no *Figura 3.14 b)*, a torre tem de ser reforçada com barras pré-esforçadas ou com chapas metálicas, de forma a resistir às forças de tracção geradas.

Caso se opte por utilizar selas de desvio, estas têm de ser dimensionadas para resistir a forças distintas em cada uma das suas extremidades, através de atrito ou meios mecânicos. Com a utilização de selas de desvio, torna-se necessário também garantir que estas protegem os cabos da corrosão e que possibilitam que os mesmos sejam substituídos. As selas de desvio (*Figura 3.15*) têm de ser escolhidas especificamente para cada caso, tomando em consideração que ao raio de curvatura descrito pelos cabos sobre a torre está associada uma variação de tensão no aço de pré-esforço. Estas variações de tensão têm de ser consideradas para que os valores máximos recomendados não sejam excedidos, de modo a não ocorrerem problemas de fadiga do aço.

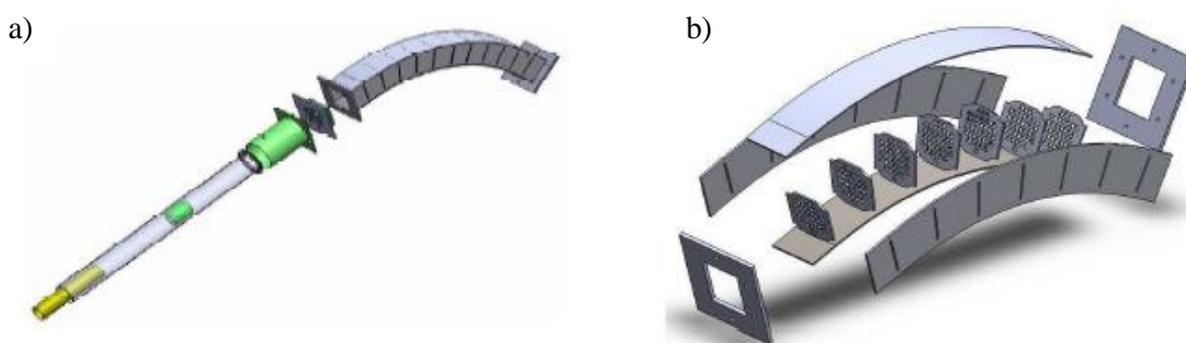


Figura 3.15 – a) Transição da sela de desvio para a bainha exterior e b) Componentes da sela de desvio [3.27].

O SETRA, a fib e o Instituto de Pré-Esforço (PTI) publicaram recomendações sobre a utilização de selas de desvio. Abordar-se-ão de seguida essas recomendações, bem como as vantagens e desvantagens da sua adopção.

As tensões criadas nos cabos extradorsais devido ao seu desvio através de selas estão directamente associadas ao seu raio de curvatura. Assim, quanto maior o raio, menores serão as tensões criadas, aproximando-se da situação em que se adoptam ancoragens.

Quadro 3.1 – Raios mínimos de curvatura para selas de desvio de modo a prevenir problemas de fadiga.

Número de cordões por cabo	12	19	31	37	55	73	91	109	127
Diâmetro da bainha (mm)	110	140	160	180	200	250	280	315	315
Raio Mínimo (PTI) (m)	2.6	3.4	4.6	5.1	6.5	7.7	8.8	9.8	12.1
Raio Mínimo (fib) (m)	3.3	4.2	4.8	5.4	6.0	7.5	8.4	9.5	9.5

No *Quadro 3.1* estão apresentados os raios de curvatura mínimos recomendados pelo PTI e pela fib para selas de desvio. O SETRA desaconselha a utilização de selas de desvio, uma vez que cria dificuldades à substituição dos cabos. Todavia, em caso de utilização, sugere que o raio de curvatura a adoptar seja de 125 vezes o diâmetro dos cordões, correspondendo a 2 m para cordões com 15.2 mm, isto se os cordões forem desviados separadamente, cada cordão com o seu tubo desviador [3.30]. O PTI recomenda que as selas de desvio apresentem um raio mínimo de curvatura de 3.0 m para cordões individuais [3.28].

Segundo alguns autores, as vantagens da utilização de selas de desvio podem ser expostas da seguinte forma [3.13,3.17,3.26,3.28]:

- As selas de desvio reduzem o número de ancoragens e de operações de tensionamento dos cabos e apresentam um menor custo que as ancoragens que substituem;
- As torres que têm ancoragens podem necessitar de ter uma secção em caixão para proceder ao tensionamento dos cabos e à inspecção dos mesmos, aumentando os custos de construção de uma secção mais complexa;
- As dimensões das selas permitem uma configuração de cabos em semi-leque muito apertada, com as selas espaçadas de apenas 300 mm, ao contrário do caso em que acontece quando se utilizam ancoragens, que necessitam de um espaçamento de pelo menos 600 mm entre si;
- A utilização de selas de desvio conduz a menores momentos flectores na base da torre em caso de ruptura de um cabo ou caso esteja a decorrer uma operação de substituição;

- Devido à pequena inclinação dos cabos extradorsais, o raio de curvatura mínimo é facilmente ultrapassado, tornando a secção da torre mais pequena que a verificada no caso de se optar por ancoragens sem serem cruzadas.

Por estas razões, considera-se que a utilização de selas desvio nas torres é uma solução possível, para o caso específico das pontes extradorsais, em que os tirantes possuem em geral pequena inclinação. Esta solução apresenta o inconveniente de tornar mais complexo o dimensionamento, e deve ter-se a atenção de especificar de forma detalhada todas as características das selas a adoptar, por forma a que seja possível a substituição dos cordões de forma individual, durante a vida da obra.

3.5 CONCEPÇÃO: DISTRIBUIÇÃO DE CABOS EXTRADORSAIS E PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL

As pontes extradorsais estudadas no Capítulo 2 apresentam uma grande variedade de combinações de utilização de pré-esforço. Comum a todas elas é o uso de pré-esforço extradorsal. Grande parte das pontes opta por eliminar parcial ou totalmente o pré-esforço interior de consola, uma vez que os cabos extradorsais encarregam-se desta função durante a fase construtiva. As pontes com tabuleiro metálico ou misto suprimem o pré-esforço longitudinal interior e optam apenas por pré-esforço exterior de continuidade. Dado que a maioria das pontes extradorsais estudadas são inteiramente em betão, estas combinam o pré-esforço extradorsal, com alguns cabos de pré-esforço em consola para facilitar o processo construtivo, optando por fim por pré-esforço interior de continuidade, deixando sempre em aberto a possibilidade de instalar pré-esforço exterior de continuidade caso se verifiquem deformações excessivas no tabuleiro. Podem assim identificar-se quatro grupos de pré-esforço longitudinal que podem ser conjugados numa ponte extradorsal: (1) cabos extradorsais; (2) pré-esforço interior de consola, (3) pré-esforço interior de continuidade e (4) pré-esforço exterior de continuidade. Os quatro tipos de pré-esforço são representados na *Figura 3.16*.

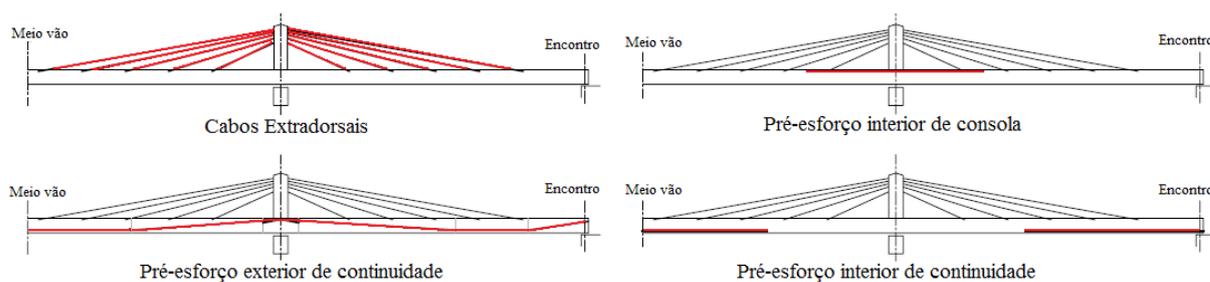


Figura 3.16 – Tipos de pré-esforço presentes numa ponte extradorsal.

Os **cabos extradorsais** são constituídos por cordões de aço de alta resistência, comum a pré-esforço normal, são fixados no tabuleiro através de ancoragens convencionais, sendo desviados nas torres através de selas de desvio ou ancorados, à semelhança do que ocorre no tabuleiro. Estes cabos equilibram parte do peso próprio do tabuleiro durante a fase construtiva em consola e resistem a parte das cargas permanentes e das sobrecargas durante a fase de serviço. Por se encontrarem expostos a elementos agressivos, os cabos extradorsais necessitam de protecção à semelhança dos tirantes nas pontes atirantadas.

O **pré-esforço interior de consola** é utilizado durante a fase construtiva e os cabos são ancorados às aduelas que vão sendo construídas a partir da torre. Estes cabos têm como principal finalidade dotar o tabuleiro de compressão, de modo a resistir aos momentos negativos criados sobre o pilar. Estes cabos são normalmente adoptados apenas até ser ancorado o primeiro cabo extradorsal, transferindo a responsabilidade da fase construtiva para os cabos acima referidos.

O **pré-esforço interior de continuidade** é instalado depois da fase construtiva em consola ser terminada. Com a construção da aduela de fecho são adoptados cabos de pré-esforço para resistir aos momentos positivos que são criados nas secções de meio vão pelas cargas permanentes e pelas acções variáveis e dos efeitos diferidos da retracção e fluência.

O **pré-esforço exterior de continuidade** nas pontes de betão armado pré-esforçado é normalmente adoptado quando a fase construtiva em consola termina e a aduela de fecho é betonada e é aplicado o pré-esforço interior de continuidade. Estes cabos são adoptados para resistir aos momentos negativos sobre os pilares e aos positivos nas secções de meio vão devido às restantes cargas permanentes, às sobrecargas rodoviárias e à retracção e fluência, complementando o pré-esforço interior de continuidade para resistir a estas acções. Os cabos exteriores são normalmente ancorados em diafragmas e desviados a terços ou quartos de vão em septos ou carlingas de vão.

3.6 ACÇÕES DE PROJECTO

Para a definição das acções de projecto de uma ponte extradorsal bem como a sua combinação, segue-se a regulamentação europeia, quantificando todas acções de acordo com os critérios estabelecidos no Eurocódigo 1, “Acções em estruturas” (EN 1991) [3.3,3.21]. Considera-se como acções de projecto as cargas permanentes (peso próprio, restante carga permanente, pré-esforço, retracção e fluência), as sobrecargas rodoviárias e as acções das variações de temperatura.

3.6.1 Cargas permanentes

Pode definir-se acções permanentes, como as que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, ao longo de toda ou praticamente toda a vida útil da estrutura.

Considera-se como acções permanentes o peso próprio dos elementos estruturais (pp), a restante carga permanente (rcp) na qual se inclui o peso dos elementos não estruturais, as acções devido ao pré-esforço (pré) e os fenómenos de retracção e fluência (retflu).

3.6.1.1 Peso próprio

O peso próprio da estrutura depende da área da secção que compõe o tabuleiro e do respectivo peso volúmico, bem como das torres e o peso próprio dos cabos extradorsais.

3.6.1.2 Restantes cargas permanentes

O valor das restantes cargas permanentes inclui o peso do betuminoso, dos lancis, das vigas de bordadura, dos guarda-corpos e do separador central. O valor de cada uma destas cargas é obtido através da determinação da área de cada elemento por metro de desenvolvimento do tabuleiro, fazendo multiplicar estes valores pelo respectivo peso volúmico de cada material.

3.6.1.3 Pré-esforço

O pré-esforço é considerado como uma acção permanente aplicada à estrutura. Esta consideração deve-se ao facto deste, apesar de ser uma acção variável no tempo, tender para um valor limite num prazo curto relativamente à vida da estrutura. A introdução do pré-esforço na estrutura provoca efeitos hiperestáticos que redistribuem as cargas permanentes da estrutura, produzindo efeitos favoráveis ou desfavoráveis, consoante a secção do tabuleiro e a configuração dos cabos.

3.6.1.4 Retracção e fluência

Os problemas que advêm dos efeitos de retracção e fluência do betão são de tal forma significativos que não podem ser desprezados. Tratam-se de acções ao longo do tempo que devem ser adicionados às acções permanentes. A retracção e a fluência provocam extensões que, relacionadas com os coeficientes de dilatação térmica dos materiais (α), são, em termos de cálculo, equiparadas a reduções lentas e uniformes de temperatura. Considera-se um valor médio de extensão devido à fluência igual a $\varepsilon_{cc} = -200 \times 10^{-6}$, e para a retracção o valor de $\varepsilon_{cs} = -225 \times 10^{-6}$. Caso o tabuleiro seja em betão, relacionando as extensões com o coeficiente de dilatação linear $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, através da expressão $\varepsilon = \alpha \cdot \Delta T$, obtém-se as seguintes temperaturas equivalentes aos efeitos das retracção e fluência:

$$\Delta T_{\text{fluência}} = -20 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{retracção}} = -22.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Para o caso do tabuleiro ser de aço, o coeficiente de dilatação linear a adoptar tem o valor de $1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ [3.29]. Dado tratarem-se de acções lentas e aplicadas ao longo do tempo os módulos de elasticidade do betão devem ser reduzidos em relação aos que se utilizam no caso de acções rápidas. Na ausência de um cálculo mais elaborado considerou-se que o módulo de elasticidade a adoptar para estas acções corresponde a 50% do tabelado aos 28 dias para acções rápidas.

3.6.2 Sobrecargas rodoviárias

O Eurocódigo 1 Parte 2 [3.3] define quatro modelos de cargas distintos (“*load models*”). Neste caso é utilizado o “*Load Model*” 1 ou LM1, que considera dois tipos de sobrecargas rodoviárias, uma delas consiste na utilização de um veículo tipo (“*tandem system*”) que simula a posição dos veículos em cima da ponte. O LM1 é considerado o caso de carga que melhor caracteriza os efeitos do tráfego comum e as cargas criadas por automóveis. Os restantes casos de carga, LM2, LM3 e LM4 são reservados para simular efeitos dinâmicos, veículos especiais e outras situações. O veículo tipo apresenta-se na *Figura 3.17*, e corresponde a um veículo com dois eixos equidistantes, cada um com duas rodas, de dimensão igual [3.3].

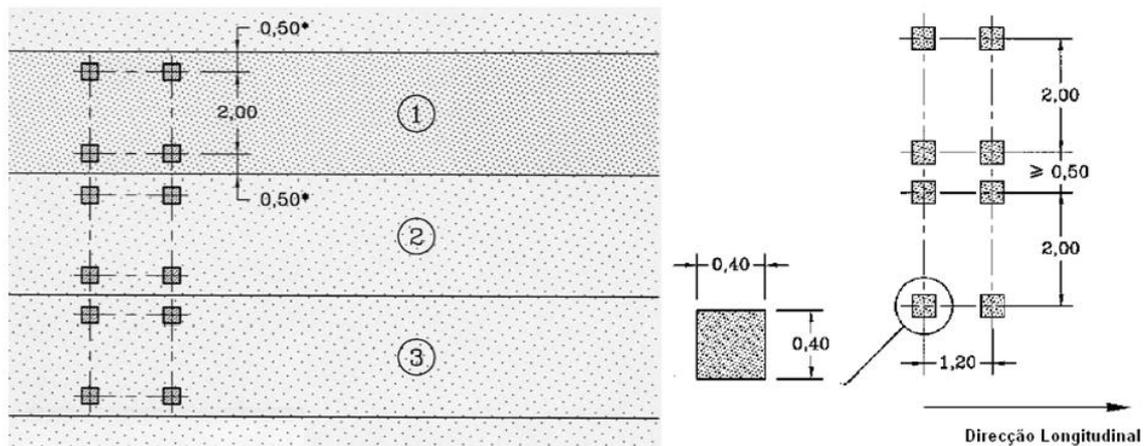


Figura 3.17 - Veículo Tipo correspondente a LMI [3.3].

Segundo o Eurocódigo 1-2 este veículo tipo circula em vias convencionais ou “*notional lanes*”, que se caracterizam por:

$$n = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right) \quad (3.2)$$

sendo n o número de “*lanes*” a adoptar e w a largura do tabuleiro onde efectivamente podem circular sobrecargas rodoviárias.

O Eurocódigo 1-2 define ainda que as cargas transmitidas por cada veículo tipo variam consoante a “*lane*” e acrescenta que a par deste tipo de sobrecarga deve considerar-se uma outra, sendo esta uma sobrecarga uniformemente distribuída (“*UDL system*”) e que apresenta também valores diferentes consoante a “*lane*”. Estes valores são apresentados no Quadro 3.2 e ilustrados na Figura 3.18.

Quadro 3.2 – Modelo de cargas para sobrecargas rodoviárias para o eixo transversal segundo o Eurocódigo 1-2 [3.3].

	Veículo Tipo Q_{ik} (kN) – por roda	Sobrecarga Uniforme q_{ik} (kN/m ²)
Lane 1	150	9
Lane 2	100	2,5
Lane 3	50	2,5
Restantes Lanes	0	2,5

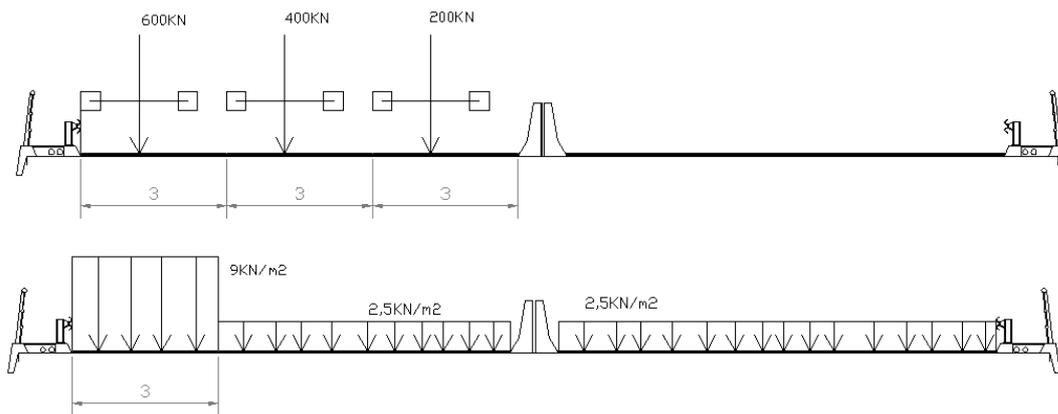


Figura 3.18 – Representação transversal das sobrecargas rodoviárias segundo o Eurocódigo 1-2 [3.3].

Para simular as condições de carregamento mais desfavoráveis, o conjunto dos veículos tipo e as sobrecargas uniformes são aplicados em qualquer posição da faixa de rodagem, sempre com o eixo paralelo ao eixo da ponte. A análise deve ser feita assim tanto na direcção transversal como longitudinalmente [3.3].

3.6.3 Acções de temperatura

De acordo com o Eurocódigo 1 Parte 1-5 (NP EN 1991-1-5) [3.20], a acção da temperatura numa ponte atirantada/extradorsal tem de ser considerada de três formas distintas: através de uma variação uniforme da temperatura em toda a estrutura, de uma variação diferencial de temperatura no tabuleiro e de uma variação uniforme de temperatura entre os cabos extradorsais e o tabuleiro.

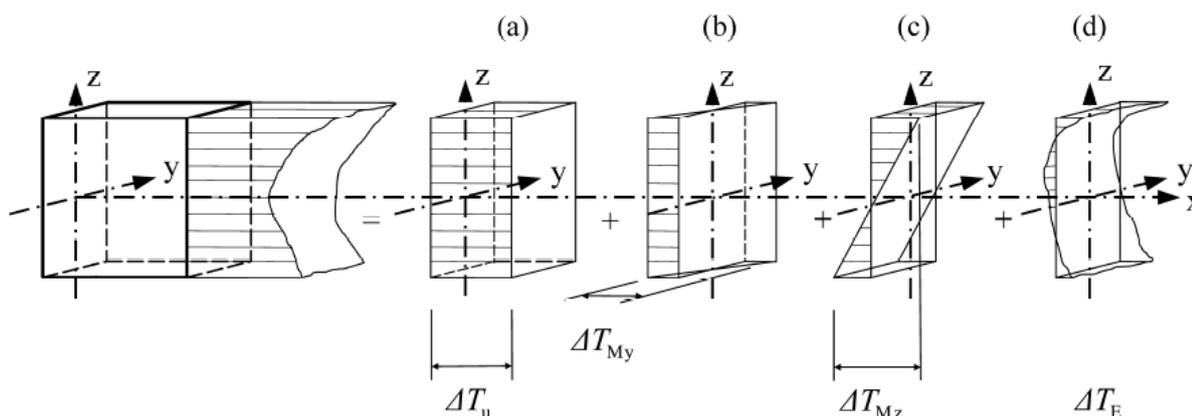


Figura 3.19 – Distribuição de temperatura no tabuleiro. a) parcela uniforme b) parcela diferencial em y c) parcela diferencial em z e d) parcela auto-equilibrada. [3.20].

O anexo nacional à NP EN 1991-1-5 define que se deve utilizar a “Abordagem 1” no território nacional. Assim, existem 3 tipos classes que abrangem os diferentes tipos de tabuleiro, consoante a sua geometria e material que os constitui. Tabuleiro tipo 1 corresponde

a tabuleiros de aço em viga-caixão, viga reticulada ou viga de alma cheia. O tipo 2 que corresponde a tabuleiros mistos aço-betão, e o tipo 3 que engloba os tabuleiros de betão em viga-caixão, laje vigada e laje.

3.6.3.1 Variação uniforme de temperatura no tabuleiro

A componente uniforme da variação de temperatura introduz numa estrutura isostática uma variação de comprimento dos seus elementos. Esta variação depende da temperaturas mínima do ar à sombra ($T_{\text{mín}}$) e da temperatura máxima do ar à sombra ($T_{\text{máx}}$) dependendo da zona do país. Daqui resultam dois valores extremos de temperatura correspondente à contracção e à expansão da estrutura, os quais são obtidos por:

$$\text{A variação de contracção tem associada } \Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\text{mín}} \quad (3.3)$$

$$\text{A variação de expansão tem associada } \Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\text{máx}} - T_0 \quad (3.4)$$

O anexo nacional refere que T_0 seja $15 \text{ }^\circ\text{C}$ (Cláusula NA-A.1(3)) da NP EN 1991-1-5).

Para cada tipo de tabuleiro está associado um valor de $T_{e,\text{máx}}$ e $T_{e,\text{mín}}$ diferente.

O anexo nacional, cláusula NA-6.1.3.1(4) da NP EN 1991-1-5, define os seguintes valores de variação uniforme de temperatura para cada tipo de tabuleiro:

Tabuleiro tipo 1 - tabuleiro em aço:

$$T_{e,\text{máx}} = T_{\text{máx}} + 15 \text{ }^\circ\text{C} \quad T_{e,\text{mín}} = T_{\text{mín}} - 10 \text{ }^\circ\text{C}$$

Tabuleiro tipo 2 – tabuleiro misto aço/betão:

$$T_{e,\text{máx}} = T_{\text{máx}} + 3 \text{ }^\circ\text{C} \quad T_{e,\text{mín}} = T_{\text{mín}} - 3 \text{ }^\circ\text{C}$$

Tabuleiro tipo 3 - tabuleiros em betão:

$$T_{e,\text{máx}} = T_{\text{máx}} \quad T_{e,\text{mín}} = T_{\text{mín}}$$

A componente total da variação uniforme de temperatura da ponte é deste modo dada por

$$\Delta T_N = T_{e,\text{máx}} - T_{e,\text{mín}}$$

Consoante a zona do território português a considerar, o valor de $T_{\text{mín}}$ pode tomar os valores de $-5 \text{ }^\circ\text{C}$, $0 \text{ }^\circ\text{C}$ ou $5 \text{ }^\circ\text{C}$, já $T_{\text{máx}}$ pode variar entre $45 \text{ }^\circ\text{C}$, $40 \text{ }^\circ\text{C}$ ou $35 \text{ }^\circ\text{C}$. Os valores podem ser consultados em pormenor no Quadro NA.I e NA.II da NP EN 1991-1-5.

O valor reduzido da variação uniforme da temperatura é obtido multiplicando o coeficiente $\Psi_1 = 0.6$ por ΔT_N .

3.6.3.2 Variação diferencial de temperatura no tabuleiro

A incidência do sol no tabuleiro, faz com a superfície superior aqueça mais que a superfície inferior ($\Delta T_{M.heat}$). Por outro lado, quando a estrutura está sujeita a tempo frio, a superfície superior encontra-se a uma menor temperatura que a superfície inferior ($\Delta T_{M.cool}$).

Para cada tipo de tabuleiro está associado um valor de $\Delta T_{M.heat}$ e $\Delta T_{M.cool}$ diferente. O anexo nacional, cláusula NA-6.1.4.1(1) da NP EN 1991-1-5, define os seguintes valores de variação diferencial de temperatura para cada tipo de tabuleiro:

Tabuleiro tipo 1 - tabuleiro em aço:

$$\Delta T_{M.heat} = 18 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M.cool} = 12 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Tabuleiro tipo 2 – tabuleiro misto aço/betão:

$$\Delta T_{M.heat} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M.cool} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Tabuleiro tipo 3 - tabuleiros em betão:

$$\Delta T_{M.heat} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M.cool} = 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Assim, para o dimensionamento das pontes do Capítulo 4, é adoptada uma variação diferencial de temperatura no tabuleiro de $+15^{\circ}\text{C}$ [3.20].

3.6.3.3 Variação uniforme de temperatura entre os cabos extradorsais e o tabuleiro

A incidência do sol na ponte faz com que os elementos em aço aqueçam mais rapidamente que os de betão, nomeadamente os cabos extradorsais face ao tabuleiro. Assim, os cabos extradorsais sofrem extensões, aliviando a tensão e criando uma maior deformação do tabuleiro, aumentando os momentos flectores nele instalados. A Cláusula 6.1.6 do Eurocódigo 1 Parte 1-5 especifica uma variação temperatura uniforme de $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ para cabos extradorsais de cor clara e de $20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ para cor escura, não tendo em consideração os materiais do tabuleiro ou a sua altura. O efeito da variação uniforme de temperatura entre elementos recomenda portanto que seja mais vantajoso a utilização de cabos extradorsais de cor clara [3.20].

3.7 DIMENSIONAMENTO: CABOS EXTRADORSAIS E TABULEIRO

3.7.1 Módulo de elasticidade equivalente dos cabos extradorsais

Numa ponte atirantada a flecha dos tirantes é normalmente tida em conta, considerando que o comportamento geometricamente não linear de um cabo curvo é substituído por um comportamento fisicamente não linear de um cabo recto, com um módulo de elasticidade dependente da tensão instalada. Em 1965, Ernst apresentou este efeito definindo um módulo de elasticidade equivalente da *Figura 3.20*, que tinha por base o pressuposto de que a configuração exacta da cantenária pode ser aproximada, com um erro muito pequeno, por uma parábola, quando a relação flecha/vão do cabo é inferior a 0.15 [3.36].

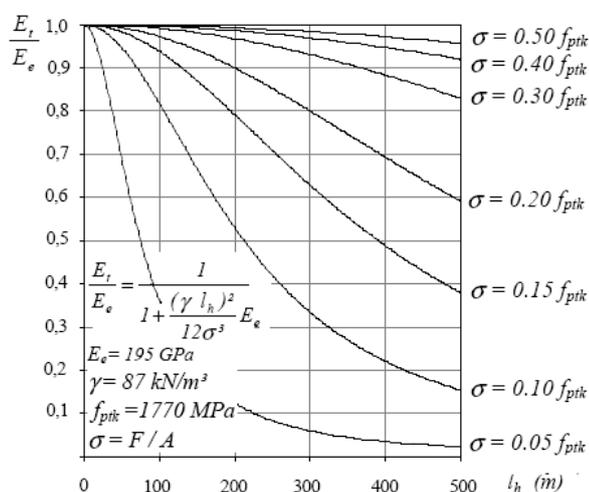


Figura 3.20 – Variação do módulo de elasticidade equivalente do cabo/tirante com a projecção horizontal do seu comprimento e nível de tensão instalada [3.27].

Nas pontes extradorsais, a projecção horizontal do comprimento dos cabos é geralmente pequena, não excedendo os 150 m e apenas a tensão devido às cargas permanentes representa cerca de 70% da tensão no ELS. Assim a tensão nos cabos será pelos menos de $0.4 f_{puk}$ ($0.7 \times 0.6 f_{puk}$). Verifica-se, deste modo, que, para as pontes extradorsais não existe a necessidade de se considerar um módulo de elasticidade equivalente reduzido em relação ao módulo de elasticidade de 195 GPa, normalmente utilizado para os tirantes constituídos por cordões paralelos.

3.7.2 Pré-dimensionamento dos cabos extradorsais aos Estados Limite de Serviço

Numa ponte atirantada, o pré-dimensionamento dos tirantes é efectuado tendo em consideração um limite máximo para variação de tensão devido à sobrecarga rodoviária regulamentar. Este valor de tensão limita a força máxima instalada nos tirantes em condições de serviço a 45 % da força resistente última garantida de rotura à tracção dos cordões que os compõem. Este valor está associado à necessidade de prevenir eventuais consequências negativas das tensões de fadiga do aço. No entanto, com a evolução da tecnologia dos tirantes, diversos autores propõem que os limites de tensão passem de $0.45 f_{puk}$ para $0.5 f_{puk}$ em serviço ou até para $0.55 f_{puk}$ durante a construção, caso sejam adoptados dispositivos de limitação dos esforços de flexão nas ancoragens [3.27]. Esta é uma forma indirecta de contabilizar os efeitos de fadiga do aço no dimensionamento dos tirantes.

Por outro lado, pode adoptar-se uma abordagem de tensão limite dos tirantes mais directa, fazendo uma avaliação das tensões de fadiga, tanto às axiais nos tirantes com às de flexão juntos das ancoragens, tomando em conta as características dos materiais.

Nas pontes extradorsais, o método indirecto tem sido o mais utilizado para o pré-dimensionamento dos cabos, na medida em que envolve uma metodologia de cálculo mais simples. Assim, opta-se por fazer o pré-dimensionamento através de limites de tensão para os Estados Limite de Serviço (ELS) e depois fazer as verificações de resistência à fadiga e aos Estados Limite Último (ELU). A nível mundial há que destacar as recomendações do SETRA e da Associação Japonesa de Engenharia de Betão Pré-esforçado que tiveram por base os estudos de diversos autores, nomeadamente Mathivat e Kasuga. Estas recomendações apresentam níveis máximos de tensões admissíveis para ELS em função da variação de tensão devido às sobrecargas rodoviárias, como se ilustra na *Figura 3.21*.

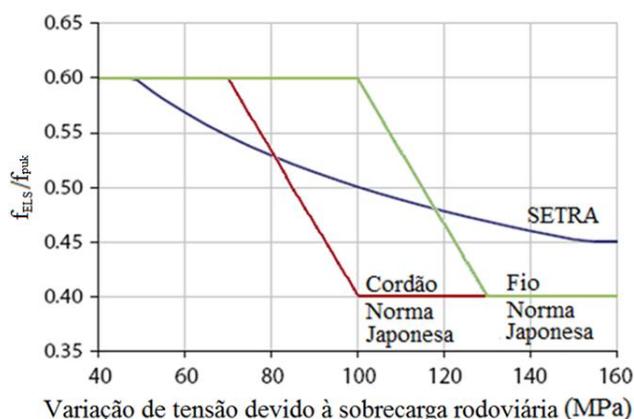


Figura 3.21 – Tensão máxima admissível nos cabos extradorsais para ELS [3.17,3.30].

Pela análise da *Figura 3.21*, verifica-se que as recomendações do SETRA limitam as tensões nos cabos extradorsais (f_a) no ELS a valores entre 0.45 e 0.60 da tensão de rotura do aço dos cabos (f_{puk}) para uma variação de tensão axial máxima devido às sobrecargas rodoviárias ($\Delta\sigma_L$) entre 140 e 50 MPa, respectivamente.

O valor de tensão máxima admissível para ELS é determinado a partir da expressão 3.5.

$$f_a \leq 0.46 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_L}{140}\right)^{-0.25} \times f_{puk} \leq 0.6f_{puk} \quad (3.5)$$

Estas recomendações preconizam que seja adoptado o mesmo limite de tensão para todos os cabos extradorsais, tendo em conta a maior variação de tensão devido às sobrecargas rodoviárias verificada de entre todos os cabos. A experiência mostra que a maior força de tracção devido às sobrecargas rodoviárias ocorre nos cabos mais afastados da torre e que são ancorados nos vãos laterais (conhecidos como os cabos de retenção), para a situação em que o tabuleiro se encontra simplesmente apoiado nos pilares. Por outro lado, para pontes com o tabuleiro encastrado nos pilares, verifica-se que a maior força de tracção devido às sobrecargas rodoviárias ocorre nos cabos extradorsais que ancoram no vão central [3.17].

As recomendações da Associação Japonesa de Engenharia de Betão Pré-esforçado preconizam que as tensões admissíveis no ELS para os cabos extradorsais variem de 0.40 a 0.60 de f_{puk} para uma variação de tensão axial máxima devido às sobrecargas rodoviárias ($\Delta\sigma_L$) nos cordões de aço entre 100 e 70 MPa, respectivamente, e de 130 a 100 MPa para uma gama de tensões nos fios de aço que compõem os cordões. Obtêm-se, assim, as expressões 3.6 e 3.7 que definem as equações de tensões admissíveis de acordo com a Norma Japonesa e que também se representam na *Figura 3.21*.

Considerando as tensões nos cordões devido à sobrecarga rodoviária entre 100 e 70 MPa:

$$f_a = \begin{cases} 0.60 f_{puk} \\ (1.067 - 0.00667 \Delta\sigma_L) f_{puk} \\ 0.40 f_{puk} \end{cases} \quad \text{para} \quad \begin{cases} \Delta\sigma_L \leq 70 \text{ MPa} \\ 70 \text{ MPa} \leq \Delta\sigma_L \leq 100 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_L \geq 100 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.6)$$

Para tensões nos fios dos cordões devido à sobrecarga rodoviária entre 130 e 100 MPa:

$$f_a = \begin{cases} 0.60 f_{puk} \\ (1.267 - 0.00667 \Delta\sigma_L) f_{puk} \\ 0.40 f_{puk} \end{cases} \quad \text{para} \quad \begin{cases} \Delta\sigma_L \leq 100 \text{ MPa} \\ 100 \text{ MPa} \leq \Delta\sigma_L \leq 130 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_L \geq 130 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.7)$$

As recomendações japonesas permitem que se adopte diferentes níveis de tensão máxima admissível para o ELS para cada um dos cabos que compõem o sistema de suspensão de uma ponte extradorsal, ao contrário do que é definido nas recomendações do SETRA [3.17].

3.7.3 Tensionamento dos cabos extradorsais

Numa ponte extradorsal, ao contrário do que se verifica normalmente nas pontes de tirantes, a operação de tensionamento de cada um dos cabos é realizada de uma só vez, não existindo um retensionamento para anular as deformações do tabuleiro criadas pela aplicação das restantes cargas permanentes.

Nas pontes atirantadas, devido à grande flexibilidade do tabuleiro, os tirantes são tensionados inicialmente para equilibrar o peso próprio do tabuleiro e posteriormente retensionados após as restantes cargas permanentes serem aplicadas. Desta forma, consegue-se uma distribuição de momentos flectores no tabuleiro para as cargas permanentes equivalente à de uma viga contínua apoiada nas ancoragens dos tirantes.

O desafio de dimensionar uma ponte extradorsal está em dotar o tabuleiro, os cabos e as torres de dimensões que criem baixas variações de tensão nos cabos devido às sobrecargas rodoviárias, de modo a conseguir tirar-se partido da tensão máxima admissível ao ELS de $0.6 f_{puk}$.

Dada a maior rigidez do tabuleiro das pontes extradorsais, estas são largamente afectadas pelos fenómenos de retracção e fluência do tabuleiro, criando a longo prazo momentos flectores de grande magnitude, pelo que não pode ser desprezada a consideração dos seus efeitos.

Para tirar partido da capacidade resistente dos cabos extradorsais da melhor forma, Komiya e Chio Cho sugerem a seguinte metodologia de tensionamento dos cabos:

- Os cabos extradorsais podem ser dimensionados para equilibrarem o peso próprio do tabuleiro, garantindo uma margem de resistência disponível para as sobrecargas rodoviárias [3.7.3.19];
- Os cabos são tensionados para equilibrar o peso próprio do tabuleiro;
- A restante carga permanente é aplicada à estrutura contínua, depois do tabuleiro estar completamente betonado, sendo esta carga encaminhada quase na sua totalidade pelo tabuleiro, aumentando a tensão nos cabos extradorsais em apenas cerca de 5%;

- O retensionamento dos cabos não é efectuado, adoptando-se antes pré-esforço de continuidade para resistir aos momentos flectores gerados pelas restantes cargas permanentes;
- Estes mesmos cabos de pré-esforço de continuidade garantem que as secções de vão do tabuleiro não apresentam tracções devido à sobrecarga rodoviária e aos efeitos da retracção e fluência.

Se a estrutura for modelada com todas as características dos elementos que compõem a ponte e as cargas forem aplicadas, a resposta elástica da estrutura conduz ao aumento do comprimento dos cabos extradorsais, resultando em elevados momento flectores no tabuleiro e nas torres, sem que se verifique um aumento significativo das forças instaladas nos cabos, dado serem muito flexíveis. Por esta razão, torna-se necessário pré-esforçar os cabos para que estes reduzam os esforços no tabuleiro, participando de forma mais activa no equilíbrio das cargas verticais aplicadas.

De acordo com os critérios apresentados por Komiya e Chio Cho, são abordadas de seguida as metodologias que permitem determinar o tensionamento necessário a aplicar aos cabos extradorsais, de modo a satisfazer os requisitos acima referidos. Estas metodologias são também as correntemente utilizadas para determinar a força de puxe a aplicar nos tirantes das pontes atirantadas. As metodologias a adoptar podem ser divididas em dois grupos, consoante tenham por base condições de imposição de deslocamentos ou imposição de esforços.

Os métodos baseados em imposição de deslocamentos têm como objectivo anular as deformações do tabuleiro e das torres para acção do peso próprio da estrutura. Troitsky descreve uma metodologia de cálculo que possibilita anular os deslocamentos de uma forma directa. No método de **“redução de deformações”**, são determinadas matrizes de influência dos esforços nos vários tirantes $[T]$ e as deformações do tabuleiro e torres $[\delta]$ quando aplicada uma variação de temperatura negativa de 1000°C em cada tirante de forma alternada, percorrendo todos os tirantes. Em seguida, são criadas equações que definem que o somatório das deformações criadas pelo peso próprio $\{\delta_{pp}\}$ da estrutura e das deformações provenientes do tensionamento dos tirantes seja nulo. Os pontos de controlo onde se deve verificar um somatório de deslocamentos nulo são tipicamente as zonas de ancoragem dos tirantes no tabuleiro e o topo das torres. As forças instaladas são determinadas através das matrizes de influência das deformações $[\delta]$ e das matrizes de influência dos esforços de tracção em cada tirante para uma força de puxe unitária em cada tirante alternadamente $[T]$, resolvendo as expressões 3.8 e 3.9 [3.34].

$$[\delta] \{\text{coeficientes}\} = -\{\delta_{pp}\} \quad (3.8)$$

Determinando o vector dos coeficientes a partir da expressão 3.8, utiliza-se esse vector na expressão 3.9 para determinar a variação de temperatura equivalente $\{\text{Temp}_{\text{puxe}}\}$ a aplicar em cada tirante para simular a força de puxe a introduzir.

$$[T] \{\text{coeficientes}\} = \{\text{Temp}_{\text{puxe}}\} \quad (3.9)$$

Por outro lado, os métodos que têm por base uma imposição de esforços na estrutura têm como objectivo fazer com que a distribuição de momentos flectores no tabuleiro, para a acção do peso próprio, seja similar à de uma viga apoiada nos tirantes ou somente que os momentos flectores máximos diminuam. Um dos primeiros métodos baseado na imposição de esforços, o método **“redução do momento flector máximo”** é conhecido por equilibrar cargas nas pontes atirantadas. Esta metodologia de cálculo reduz o momento flector máximo no tabuleiro em determinada percentagem e de seguida determina a tensão a instalar nos tirantes para que se verifique essa redução de esforços.

O método **“equilíbrio de forças”** procura uma combinação de tensões a aplicar nos tirantes, de modo a que, a distribuição final de momentos flectores no tabuleiro para a acção do peso próprio seja a de uma viga contínua, com momentos flectores positivos e negativos. Este método considera apenas a distribuição final de momentos flectores, admitindo que as deformações do tabuleiro podem ser controladas através da imposição de contraflechas durante a construção [3.6]. Numa ponte atirantada de betão a distribuição final de momentos flectores no tabuleiro $\{M^0\}$ é normalmente obtida através um modelo do tabuleiro apoiado na zona de ancoragem dos tirantes, onde é aplicado a acção do peso próprio. Considera-se que as secções de controlo coincidem com as zonas de ancoragem dos tirantes. De seguida, num modelo da ponte atirantada com todos os tirantes removidos, aplica-se uma carga unitária vertical com a inclinação do tirante na zona de ancoragem deste e determina-se os momentos flectores em todas as secções de controlo, altera-se o local de aplicação da carga unitária e volta a determinar-se os momentos flectores nas secções pertinentes, de modo a percorrer todos tirantes. Obtém-se desta forma uma matriz de incidências $[m]$ que contém os momentos flectores na secção de controlo i para uma carga unitária aplicada no tirante j .

Assim, uma solução para as forças de puxe a aplicar nos tirantes é dada por $\{T^0\}$, sendo $\{M^d\}$ o vector correspondente aos momentos flectores nas secções de controlo criados pelo peso próprio num modelo da ponte sem tirantes. Obtém-se então a expressão 3.10.

$$\{T^0\} = [m]^{-1} (\{M^0\} - \{M^d\}) \quad (3.10)$$

Como estes métodos se aplicam apenas à estrutura na fase final, não tomam em consideração as redistribuições de esforços que ocorrem durante a fase construtiva. Cabe assim ao Projectista acertar as forças de puxe, de modo a que no final da fase construtiva se chegue aos resultados obtidos através da aplicação destes métodos. Este acerto de forças de puxe pode ser realizado manualmente, através de pequenas variações no valor de pré-esforço a colocar nos tirantes, garantindo por exemplo que, pelo método “**redução de deformações**”, a secção de controlo da ponta da aduela que acaba de ser betonada apresenta deslocamento vertical nulo.

Este acerto pode ser também realizado através de uma análise inversa, mais conhecida como uma desmontagem da estrutura, em que, considerando o equilíbrio final da ponte com as tensões instaladas nos tirantes de forma a cumprir os requisitos adoptados, se desmonta a estrutura pela ordem inversa à que foi construída. Assim, consegue determinar-se qual a força instalada em cada tirante antes deste elemento ser retirado da estrutura. A força instalada em cada tirante antes de ser removido da estrutura será a mesma força de puxe a aplicar aquando da construção por avanços sucessivos com instalação dos tirantes [3.13]. Este método de obtenção das forças de instalação não tem no entanto a consideração dos efeitos da retracção e fluência. Tal pode ser resolvido de forma iterativa repetindo a desmontagem e montagem (considerando os efeitos da retracção e fluência) até obter uma solução convergente [3.8].

3.7.4 Verificação dos cabos extradorsais à fadiga do aço

A verificação da resistência dos cabos extradorsais aos fenómenos de fadiga deve ser um complemento ao pré-dimensionamento através de tensões máximas admissíveis no ELS, como é abordado na secção 3.7.2.

Os fenómenos de fadiga do aço dos cabos extradorsais podem ser divididos em fadiga axial e fadiga devido à flexão. A fadiga axial é causada pelo carregamento devido às sobrecargas rodoviárias, por esta ser uma acção variável que causa variação de tensão nos cabos ao longo do período de vida útil da ponte. Por outro lado, a fadiga devido à flexão é causada pela vibração dos cabos extradorsais provocada pelo vento, pela chuva e pelas sobrecargas rodoviárias, e ocorre nas zonas dos cabos junto das ancoragens.

Este fenómeno de fadiga deve ser controlado através de métodos de controlo das vibrações ou até pela adopção de dispositivos de guiamento dos cordões no interior dos tubos de ancoragem e através de dispositivos de amortecimento de vibrações [3.27].

A utilização de selas de desvio para fazer passar os cabos extradorsais nas torres deve impedir até mesmo as mais pequenas movimentações e deslizamentos provocados pelas sobrecargas rodoviárias. Chio Cho defende que o movimento contínuo, ainda que microscópico, pode originar problemas de desgaste por atrito entre as superfícies dos cabos e das selas. Este fenómeno físico de atrito e desgaste conhecido como "*fretting*" pode gerar problemas adicionais como a fadiga e corrosão conhecidas como "*fretting fatigue*" e "*fretting corrosion*". As várias camadas de protecção dos cabos extradorsais, além de impedirem a penetração de agentes corrosivos, também minimizam os efeitos negativos causados pela corrosão por atrito e pela fadiga por atrito [3.7].

O Eurocódigo 1 Parte 2 [3.3] define 5 casos de carga de fadiga ou "*Fatigue Load Models*" que são escolhidos para avaliar os fenómenos de fadiga consoante o tipo de ponte em causa. O "*Fatigue LM1*" é conservativo e cobre os efeitos em várias "*lanes*" simultaneamente. O "*Fatigue LM2*" fornece melhores resultados que o "*Fatigue LM1*", dado que consegue avaliar os efeitos com maior pormenor. O "*Fatigue LM3*" é normalmente utilizado para verificações do dimensionamento realizado através de métodos mais simplificados (critério de tensões limite explicado na secção 3.7.2). O "*Fatigue LM4*" é normalmente utilizado para fornecer informação que os "*Fatigue Load Models*" anteriores não conseguem fornecer. Já o "*Fatigue LM5*" é mais geral, utilizando informação sobre tráfego específico da ponte que se está a dimensionar [3.3].

O Eurocódigo 3 Parte 1-11 [3.4] explicita as verificações a serem realizadas à resistência à fadiga dos cabos extradorsais, sendo que este é, em muitos casos, o critério condicionante no seu dimensionamento. Segundo o EC3, os cordões dos cabos extradorsais apresentam uma resistência à fadiga de referência ($\Delta\sigma_c$) de 160 MPa, que dividida por quatro factores de dano equivalentes (λ_i) e pelo coeficiente dinâmico (ϕ_2), apresenta um valor $\Delta\sigma_{sob}$ obtido pela expressão 3.11, que é comparável com o valor de variação de tensão obtido nos cabos extradorsais para um dos "*Fatigue Load Models*" [3.4].

$$\Delta\sigma_{sob} = \Delta\sigma_c / (\phi_2 \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4) \quad (3.11)$$

Assim, para pontes rodoviárias com um valor conservativo de $\prod \lambda_i = 2.0$, um coeficiente dinâmico de $\phi_2 = 1.0$ e um factor de segurança de $\gamma_{Mf} = 1.15$, obtém-se um valor máximo de $\Delta\sigma_{sob} = 160 / (2.0 \times 1.15) = 70$ MPa.

Para pontes ferroviárias adoptando um limite máximo de $\prod \lambda_i = 1.4$, um coeficiente dinâmico para um tabuleiro com manutenção cuidada da via férrea de $\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.82 = 1.38$ para um $L_\phi = 7.5$ m (distância comum entre cabos extradorsais) e um factor de segurança de $\gamma_{Mf} = 1.15$, obtém-se um valor máximo de $\Delta\sigma_{sob} = 160 / (1.4 \times 1.15 \times 1.38) = 72$ MPa.

Estes limites máximos de $\Delta\sigma_{sob}$ podem assim ser comparados com as variações de tensão obtidas nos cabos extradorsais para o carregamento com um “*Fatigue Load Model*”, nomeadamente com o “*Fatigue LM3*” que, como referido acima, é normalmente utilizado para verificações do dimensionamento realizado através de métodos mais simplificados [3.3,3.4,3.27].

Numa ponte extradorsal com os cabos dimensionados para os limites de tensões abordados na secção 3.7.2, é muito pouco provável que esta verificação à fadiga seja condicionante.

3.7.5 Verificação dos cabos extradorsais aos Estados Limite Últimos

A verificação ao estado limite último dos cabos extradorsais é realizada depois do pré-dimensionamento dos cabos para o estado limite de serviço e de ter sido verificada a resistência à fadiga.

De acordo com as recomendações do SETRA, a tensão resistente dos cabos extradorsais no ELU deve ser de $0.75 f_{puk}$ para cabos que tenham sido testados mecanicamente para verificar a resistência máxima à fadiga e de $0.67 f_{puk}$ para cabos não sujeitos a teste [3.30].

Segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-11 [3.4], que foi baseado em parte nas recomendações do SETRA, a tensão resistente no ELU dos tirantes de pontes atirantadas é de $0.75 f_{puk}$ durante a fase construtiva e de $0.70 f_{puk}$ na fase de serviço. Estes limites estão definidos para situações em que os tirantes tenham sido testados à fadiga e sejam adoptados dispositivos de amortecimento de vibrações dos mesmos [3.4,3.27]. Por outro lado, a resistência no ELU do pré-esforço ordinário é $0.95 f_{puk}$.

Assim, é normal que uma ponte extradorsal que apresente tensões limite no ELS para os seus cabos de cerca de $0.60 f_{puk}$, situando-se este valor entre os $0.5 f_{puk}$ verificados nas pontes atirantadas e $0.70 f_{puk}$ nas pontes em viga-caixão, apresente ainda uma tensão resistente ao ELU entre os $0.70 f_{puk}$ das pontes atirantadas e os $0.95 f_{puk}$ das pontes em viga-caixão. Fazendo uma interpolação linear entre os dois valores, obtém-se uma tensão resistente dos cabos extradorsais ao ELU de $0.82 f_{puk}$, encontrando-se este valor ainda acima dos $0.75 f_{puk}$ recomendado pelo SETRA.

3.7.6 Verificação da ponte extradorsal ao Estado Limite Último

De acordo com o Eurocódigo 2 e Eurocódigo 3 [3.4,3.5], numa ponte atirantada são várias as verificações ao ELU que devem ser consideradas. Devem, portanto, ser investigados os efeitos de segunda ordem que ocorram na ponte, nomeadamente a não linearidade geométrica do tabuleiro que provoca grandes deslocamentos, a não linearidade dos materiais que aumenta os esforços, os efeitos da não linearidade das acções a longo prazo, a não linearidade dos tirantes e a resistência do tabuleiro na eventualidade de ruptura de um tirante [3.7]. Para além das verificações mencionadas, torna-se necessário verificar a resistência ao ELU de todos os elementos que compõem a ponte, incluindo o tabuleiro, as torres, as fundações e os tirantes.

Fazendo o paralelismo entre as verificações ao ELU a realizar numa ponte extradorsal e as verificações acima mencionadas, observa-se que vários fenómenos de instabilidade por efeitos de segunda ordem podem ser desprezados. A não linearidade dos cabos extradorsais não apresenta grande importância, como é explicado na secção 3.7.1; a instabilidade devido aos efeitos de segunda ordem nas torres é muito pequena, dado que as torres são curtas e bastante rígidas; os tabuleiros mais comuns das pontes extradorsais são em viga-caixão. Apresentam portanto uma elevada rigidez, possuindo um muito bom comportamento à instabilidade devido à não linearidade geométrica. Acresce que a resistência do tabuleiro em caixão na eventualidade de ocorrer a ruptura de um cabo extradorsal é muito superior à verificada numa ponte de tirantes, com tabuleiro muito mais flexível, na medida em que o tabuleiro de uma ponte extradorsal funciona como um sistema de encaminhamento de cargas, e não estando apenas dependente da suspensão dos cabos.

Os momentos flectores no tabuleiro e as tensões nos cabos extradorsais podem ser considerados de duas formas para a verificação à resistência ao ELU. Na primeira abordagem, as forças resultantes da pré-deformação do tabuleiro através da tensão instalada nos cabos

extradorsais são majoradas por coeficientes diferentes das forças criadas pelo peso próprio da estrutura [3.35].

Sendo PEext as cargas criadas por pré-esforço extradorsal e PP as cargas devidas ao peso próprio da estrutura, a combinação destas duas cargas ao ELU é dada pela expressão 3.12.

$$\text{Carga}_{\text{ELU}} = \alpha_{\text{pp}} \text{PP} + 1.0 \text{PEext} \quad \text{com } \alpha_{\text{pp}}=1.35 \quad (3.12)$$

Através da segunda abordagem de cálculo, o pré-esforço apenas contribui para a resistência; Assim, as forças criadas pelos cabos extradorsais e pelo peso próprio são ambas afectadas do mesmo coeficiente de majoração, obtendo-se uma combinação de cargas dada pela expressão 3.13.

$$\text{Carga}_{\text{ELU}} = \alpha_{\text{pp}} (\text{PP} + \text{PEext}) \quad \text{com } \alpha_{\text{pp}}=1.35 \quad (3.13)$$

Menn explica que esta segunda abordagem conduz a momentos flectores no tabuleiro no ELU com o mesmo sinal que os obtidos para o ELS, conseguindo que as armaduras adoptadas para o ELU também contribuam para melhorar o comportamento no ELS. Menn defende que a segunda abordagem considera uma redistribuição de esforços no tabuleiro para o ELU e que a primeira não permite ter em conta essa redistribuição [3.23].

Kasuga sugere que a segunda abordagem deva ser adoptada em pontes extradorsais com tabuleiros flexíveis, dado que estes apresentam comportamentos não lineares e redistribuem cargas para os cabos. Defende, em oposição, que a primeira abordagem deve ser adoptada para tabuleiros rígidos, tipicamente em viga-caixão, dado que por vezes cabos extradorsais entram em cedência depois de se formar uma rótula plástica numa secção do tabuleiro perto do pilar [3.16].

Através do Eurocódigo 0 cláusula 6.4.3.2 [3.20], as restantes cargas de projecto são majoradas para a combinação de ELU através de coeficientes, utilizando a expressão 3.14.

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gi,k} + \gamma_q \left[S_{Qi,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qj,k} \right] \quad (3.14)$$

Esta expressão é discutida em maior detalhe na secção 4.2.5, evidenciando-se com um caso concreto de dimensionamento a diferença entre acções favoráveis e desfavoráveis e dos respectivos coeficientes de majoração γ_{gi} , γ_q e ψ_{0j} [3.29].

3.8 CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO

A construção de pontes extradorsais é quase sempre realizada por avanços sucessivos, excepto em alguns casos de pequenos vãos. A técnica de construção de tabuleiros de pontes por avanços sucessivos começou por ser utilizada em pontes em madeira, mas só com a construção de pontes metálicas é que o método construtivo adquire um lugar de importância na engenharia de estruturas.

Com a evolução das pontes em betão armado e pré-esforçado, o método dos avanços sucessivos começa a atrair a atenção dos Projectistas e dos construtores. A primeira ponte construída a utilizar uma técnica comparável à actualmente utilizada foi a Ponte de Herval sobre o Rio Peixe no Brasil e ficou concluída em 1930 [3.29].

As pontes atirantadas de betão utilizam um sistema de carros de avanço semelhante ao utilizado nas pontes em viga construídas por avanços sucessivos e betonadas “*in-situ*”, conforme ilustrado na *Figura 3.22*. Este sistema de avanços pode, por vezes, apresentar algumas diferenças de dimensões ou na forma como se desloca para conciliar o seu movimento com a existência de tirantes a ancorar no tabuleiro.

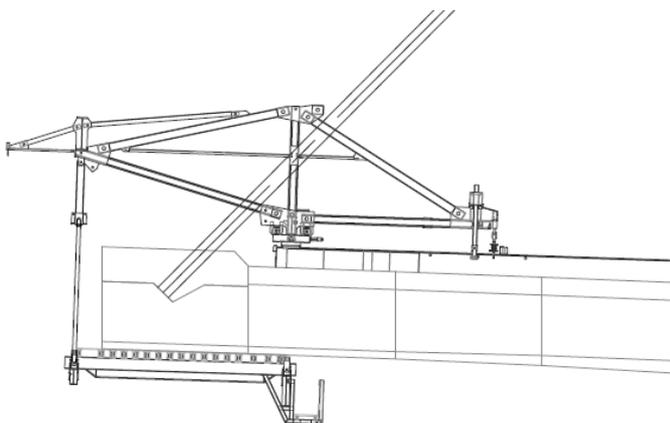


Figura 3.22 – Carro de avanços tipicamente utilizado na construção de uma ponte atirantada.

A construção de pontes atirantadas por avanços sucessivos apresenta várias questões a ter em consideração, nomeadamente para tabuleiros com elevada esbelteza, em que os momentos flectores negativos atingem grandes valores, podendo ser superiores à situação de serviço. Como a compressão no tabuleiro criada pelos tirantes é menor durante a construção, que na fase de serviço, ocorrem tracções mais elevadas em certas secções do tabuleiro durante a construção em consola. Estas tracções são normalmente anuladas com a utilização de pré-esforço provisório de consola [3.27].

A situação mais condicionante na construção em consola por avanços sucessivos de uma ponte atirantada ocorre no final da betonagem de uma aduela. Nesta altura, o carro de avanços desloca-se para betonar a aduela seguinte e aqui é que as técnicas utilizadas têm vindo a ser desenvolvidas. Inicialmente, as aduelas eram betonadas de uma só vez e, quando o betão ganhasse resistência suficiente, os tirantes eram instalados e tensionados. Esta situação criava elevados momentos negativos no tabuleiro, sendo necessário utilizar grandes quantidades de pré-esforço provisório.

Entretanto, têm sido adoptadas técnicas construtivas que minimizam as tracções na fase de construção em consola. Opta-se por reduzir o espaçamento entre os tirantes, diminuindo os vãos em consola a serem betonados. Faz-se também algumas alterações nos carros de avanços e utiliza-se sistemas de ancoragens que permitam que os tirantes sejam ancorados provisoriamente ao carro, podendo tensionar os cabos à medida que se betona a aduela. Assim, quando o betão ganhar resistência suficiente, a fixação dos tirantes é transferida do carro para o tabuleiro. Esta técnica permite que sejam betonadas aduelas de maiores dimensões que as correntes, podendo atingir os 8 m [3.27].

As soluções tecnologicamente mais avançadas passaram a adoptar um sistema engenhoso, evitando-se a ancoragem dos tirantes ao carro e transferindo-os de seguida para o tabuleiro. Assim, opta-se por betonar as peças onde os tirantes ancoram (carlingas ou diafragmas) e, quando estas ganham resistência, são fixadas ao carro de avanços e os tirantes são colocados nas ancoragens. Então, de modo a que os tirantes possam ser tensionados de uma só vez sem que tenham de ser feitas paragem para que o betão ganhe resistência, são colocados depósitos sobre o carro, que são enchidos com água à medida que os tirantes vão sendo tensionados, possibilitando que toda a tensão seja instalada sem que se criem problemas de tracção no tabuleiro. Depois dos tirantes se encontrarem traccionados, a aduela começa a ser betonada à medida que os depósitos vão perdendo água, o que possibilita que a carga na extremidade do tabuleiro não varie significativamente [3.27].

Nas pontes extradorsais, os métodos construtivos utilizados têm sido em tudo semelhantes aos empregues em pontes atirantadas, apresentando algumas vantagens devido ao facto do tabuleiro ser mais rígido que o tipicamente utilizado nas segundas. Deste modo, os problemas com tracções serão de resolução mais simples, na medida em que os cabos extradorsais introduzem uma maior compressão no tabuleiro que os tirantes. Durante a construção de um tabuleiro com secção transversal tipicamente em caixão, este será menos sensível à variação da carga com a betonagem de novas aduelas.

3.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE CONCEPÇÃO, DIMENSIONAMENTO E CONSTRUÇÃO DE PONTES EXTRADORSAIS

Neste capítulo pretendeu-se fazer resumo alargado de critérios de concepção das pontes extradorsais, em que são abordadas questões como a relação entre a rigidez do tabuleiro e dos cabos, o tipo de ligação entre tabuleiro e pilares, a distribuição de vãos, a altura das torres e da secção transversal do tabuleiro. São ainda referidos tópicos relacionados com a configuração dos cabos extradorsais, apresentados estudos sobre os tipos de ancoragens no tabuleiro e nas torres e sugeridas proporções gerais para as torres, pilares e secção transversal do tabuleiro.

Neste capítulo discutiu-se também de forma breve as cargas de projecto a considerar no dimensionamento de uma ponte extradorsal e de que forma devem ser aplicadas. Com a definição das cargas são abordados os critérios de dimensionamento de uma ponte extradorsal, nomeadamente critérios de pré-dimensionamento dos cabos extradorsais e as verificações a realizar para garantir o Estado Limite Último dos cabos e do tabuleiro e a Resistência à Fadiga do aço dos cabos. Quanto ao dimensionamento dos cabos extradorsais, são mencionadas as diferentes metodologias de projecto para determinação da força de tracção a instalar em cada cabo.

Por último, são referidas as técnicas de construção de tabuleiros atirantados betonados “*in-situ*” e expostas as diferenças e melhorias que têm vindo a ser feitas nesta técnica construtiva.

Do que ficou exposto considera-se que um tabuleiro em viga-caixão unicelular ou bicelular é a melhor opção para uma ponte extradorsal, apresentando um bom comportamento na direcção longitudinal e transversal. A suspensão central torna-se a mais económica e de mais fácil construção, não sendo muito adequada apenas para os casos em que o tabuleiro é estreito, tipicamente com apenas duas faixas de rodagem e sem separador central que permita a inserção das torres e dos cabos de suspensão.

4 ESTUDO DE TRÊS SOLUÇÕES: PONTE EM VIGA-CAIXÃO, PONTE EXTRADORSAL E PONTE ATIRANTADA

Neste Capítulo é abordado o estudo de uma ponte em viga-caixão construída por avanços sucessivos que apresenta um vão principal de 120 metros e vãos laterais de 75 metros. Esta ponte é projecto da empresa GRID – Consultas, Estudos e Projectos de Engenharia, SA, e situa-se na A13 – Auto-estrada Almeirim/Marateca sobre o Rio Sorraia.

Com o objectivo de estudar a competitividade do tipo estrutural abordado ao longo desta dissertação, realiza-se a concepção e dimensionamento de uma ponte extradorsal e de uma ponte atirantada, comparando-as com a solução em viga-caixão existente. A concepção das soluções extradorsal e atirantada é realizada respeitando as condicionantes de projecto da obra existente.

A metodologia de concepção difere para cada uma das pontes projectadas e é explicada nos sub-capítulos correspondentes à solução extradorsal e à solução atirantada, sendo baseada nos critérios abordados ao longo do Capítulo 3. A par da concepção de cada ponte são apresentados também alguns quadros resumo do seu dimensionamento e peças desenhadas que podem ser analisadas em pormenor no Anexo A.

4.1 DESCRIÇÃO DA PONTE EM VIGA-CAIXÃO

A solução em viga-caixão consiste em duas pontes (paralelas) com 3 tramos, com um vão principal de 120 m e vãos laterais de 75 m, construída por avanços sucessivos com betonagem de aduelas “*in-situ*”. Cada tabuleiro é constituído por uma viga-caixão unicelular de betão armado pré-esforçado de altura variável. Cada estrutura consiste assim num pórtico com 3 vãos com um comprimento total de 270 m, ilustrado na *Figura 4.1*. [4.6]

O tabuleiro é rotulado aos pilares centrais (P1 e P2) com aparelhos de apoio em panela fixos e simplesmente apoiados, através de aparelhos de apoio em panela de neoprene/teflon deslizantes na direcção longitudinal, nos pilares de transição Norte e Sul [4.6].

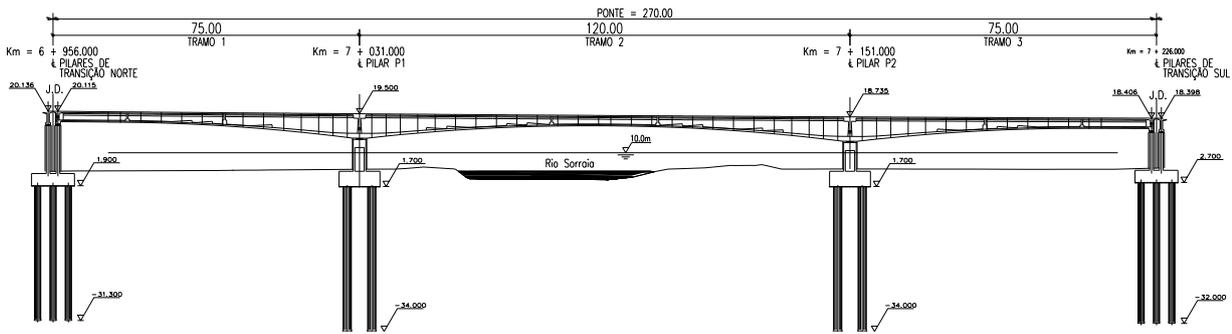


Figura 4.1 – Vista de perfil da ponte em viga-caixão sobre o Rio Sorraia [4.6].

Cada tabuleiro apresentado na Figura 4.2 consiste num caixão monocelular com 14.45 m de largura e altura variável entre 6.0 m sobre os pilares e 2.55 m no meio vão principal e nos tramos betonados com cimbra ao solo, sendo pré-esforçado nas direcções longitudinal e transversal.

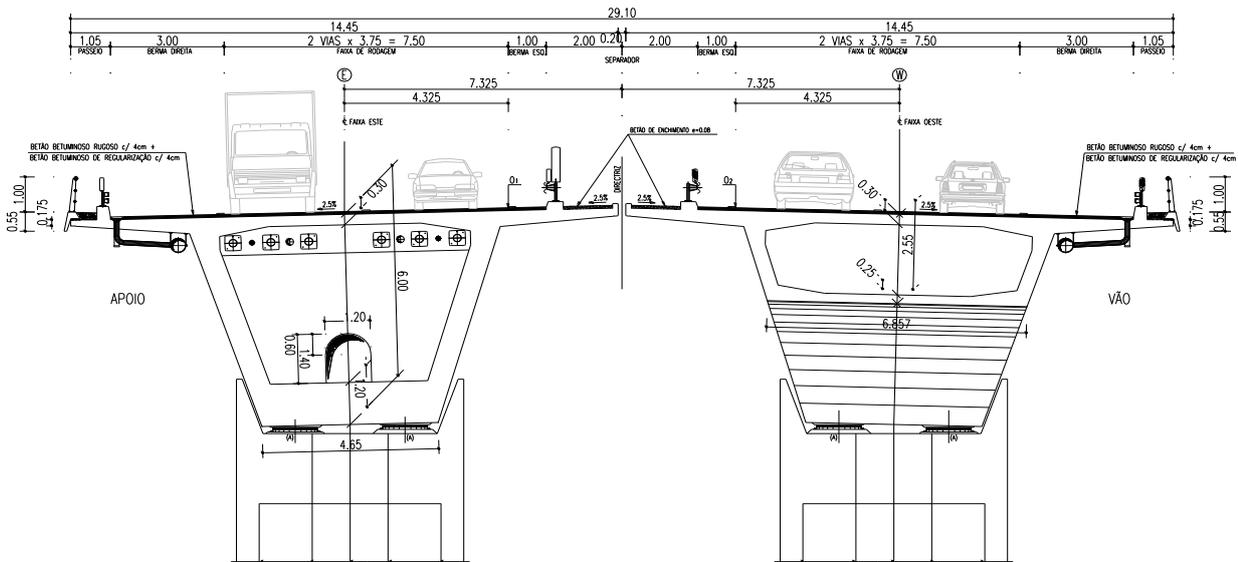


Figura 4.2 – Secção transversal dos tabuleiros da ponte em viga-caixão sobre o Rio Sorraia [4.6].

As almas, de inclinação constante, têm espessura variável de 0.60 m, sobre os pilares P1 e P2, a 0.40 m no vão, seguindo a variação prevista nos desenhos de dimensionamento do tabuleiro. O aumento do esforço transversal do vão para o apoio é sobretudo compensado pela variação de altura e reforço da armadura correspondente.

A laje do tabuleiro tem inclinação constante e apresenta 0.25 m de espessura no meio vão da laje central, 0.55 m junto às almas, e 0.175 m e 0.45 m, nas secções de extremidade e de encastramento da consola, respectivamente.

A ponte pode ser observada na *Figura 4.3 a) e b)*, em fase de construção das aduelas e obra concluída, respectivamente.

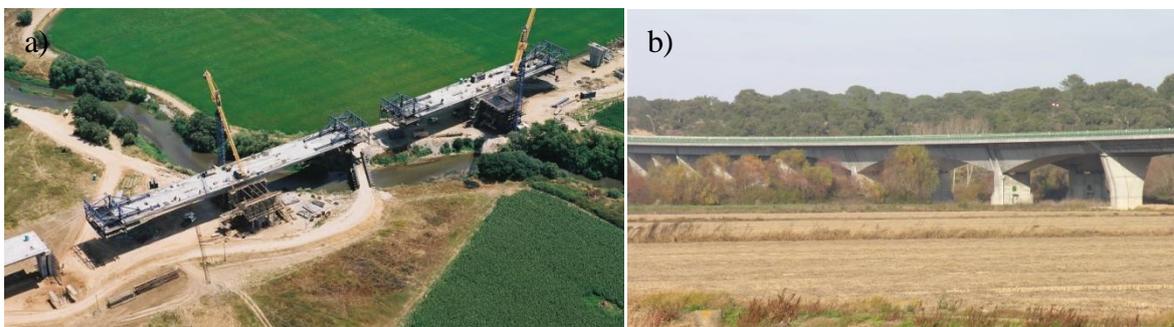


Figura 4.3 – Ponte em viga-caixão na A13 sobre o Rio Sorraia a) fase construtiva, b) obra concluída.

Nos troços construídos por avanços sucessivos, a espessura do banzo inferior é parabolicamente variável entre 1.20 m à face dos pilares e 0.25 m no meio vão central. Na zona do tabuleiro (tramos laterais) betonada com cimbra ao solo, bem como nas aduelas de fecho, a espessura do banzo inferior é de 0.25 m.

O pré-esforço longitudinal é constituído por cabos superiores ou de consola, condicionados pelo processo construtivo, e por cabos inferiores ou de continuidade. Este pré-esforço é realizado com cabos aderentes e cabos exteriores.

Os cabos de consola têm potências de 3040 kN e de 1920 kN a tempo infinito, sendo constituídos por um par de cabos por alma e por aduela, combinando as potências referidas conforme a aduela, segundo o especificado no Desenho nº 2 do Anexo A. Foram instaladas bainhas de reserva para os cabos de consola (2 bainhas vazias/alma).

A potência mínima, a tempo infinito, exigida aos 8 cabos interiores de continuidade (4 por alma) na secção média das aduelas de fecho, incluindo nos tramos de extremidade, é de 3520 kN/cabo, excepto para os 8 cabos K, a considerar no vão central, cuja potência exigida é de 1920 kN/cabo, a tempo infinito.

Adicionalmente foram instalados cabos exteriores com traçado definido por rectas entre selas de desvio e são em número de 2 nos tramos laterais (1 por alma) e 4 no tramo central (2 por alma). O pré-esforço útil final exigido por cabo e por alma é de 4500 kN. Está ainda prevista a possibilidade de instalação (eventual) de mais 2 cabos exteriores ao longo do desenvolvimento da ponte, e uma possibilidade de um pré-esforço local no vão do tramo central, constituído por 4 cabos exteriores de pequena potência.

O pré-esforço transversal do tabuleiro é constituído por cabos com potência de 600 kN/m na laje e 857 kN/m numa banda de 3 m sobre os pilares. Nos diafragmas do tabuleiro, sobre os pilares P1 e P2, foram instalados 4 cabos com uma potência a tempo infinito de 2800 kN/cabo [4.6].

4.2 SOLUÇÕES COM PONTES EXTRADORSAL E ATIRANTADA

4.2.1 Dimensões Gerais

4.2.1.1 Dimensões Transversais

A geometria das pontes extradorsal e atirantada corresponde à mesma que a adoptada para a solução construída em viga-caixão. Mantém-se a mesma largura total da via, com 29.1 m, de modo a manter o número de vias, duas em cada sentido, com os mesmos 3.75 m de largura por via, 3 m de berma direita e 1 m de berma esquerda. Com estas dimensões transversais, mantém-se o perfil adequado para uma Auto-Estrada com a possibilidade de instalação de três vias em cada sentido e obtêm-se secções transversais dos tabuleiros extradorsal e atirantado que possibilitam a comparação de quantidade de materiais utilizados para cada uma das três soluções [4.6]. Estas soluções configuram assim verdadeiras variantes de projecto.

4.2.1.2 Dimensões Longitudinais

Dado que a distância a vencer se mantém, é necessário que a ponte extradorsal e a ponte atirantada possuam 3 vãos que perfaçam os 270 m da ponte em viga-caixão construída.

Para a solução extradorsal, os vãos foram mantidos, apresentando um vão principal com 120 m e vãos laterais com 75 m. Com esta distribuição de vãos, obtém-se uma relação de $L_{\text{vão lateral}} / L_{\text{vão principal}}$ de 0.625 que se encontra entre os valores recomendados (0.6 e 0.8) para uma ponte extradorsal, de modo a manter os momentos negativos em cada lado da secção do tabuleiro sobre o pilar com valores próximos e para evitar o levantamento do tabuleiro nos apoios de extremidade.

A solução atirantada apresenta um vão principal de 132.5 m e vãos laterais com 68.75 m. Estas dimensões têm em consideração a necessidade de manter o equilíbrio durante a fase construtiva em consola, sendo normal nas pontes atirantadas que o vão lateral seja aproximadamente metade do vão principal. Esta relação de vãos permite manter o momento flector positivo do vão lateral devido às cargas permanentes com valores baixos [4.6].

4.2.2 Características dos Materiais

Os materiais escolhidos são os utilizados na construção de pontes correntes e apresentam-se resumidos no *Quadro 4.1* assim como as suas resistências e módulos de elasticidade. O tabuleiro da ponte extradorsal está sujeito a grandes compressões, pelo que se verifica ser necessário um betão C40/50. Opta-se por utilizar o mesmo tipo de betão para a ponte de tirantes, dado que o tabuleiro desta apresenta uma área de secção transversal mais pequena que a extradorsal e também está sujeito a esforço de compressão de valor considerável.

Quadro 4.1 – Características dos materiais utilizados no dimensionamento das pontes [4.1].

Material	Resistência	Módulo de Elasticidade
Betão C40/50	Resistência à compressão: $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ e $f_{cd} = 26.7 \text{ MPa}$ Resistência à tracção: $f_{ctm} = 3.5 \text{ MPa}$	$E_c = 35 \text{ GPa}$
Armadura A500NR	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ e $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Aço de pré-esforço: com cordões 0.6”N	$f_{puk} = 1860 \text{ MPa}$ e $f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$	$E_p = 195 \text{ GPa}$

À semelhança do adoptado para a ponte em viga-caixão, o tabuleiro é dotado de todos os componentes que o permitam funcionar como Auto-estrada, apresentando uma camada de regularização com 4 cm de espessura sobre a qual é colocado um betão betuminoso rugoso com 4 cm de espessura. O tabuleiro apresenta também separadores “*new jersey*” para proteger os cabos extradorsais/tirantes de um eventual despiste de um automóvel, vigas de bordadura, guarda-corpos, sistema longitudinal de drenagem, passeio e guardas de segurança.

Os cordões de pré-esforço adoptado para o pré-esforço longitudinal, pré-esforço transversal, cabos extradorsais e tirantes são compostos por 7 fios com baixa relaxação, totalizando uma secção nominal com 1.4 cm^2 . As bainhas de pré-esforço interior são metálicas com um coeficiente de atrito (μ) entre 0.18 e 0.2 e um desvio angular parasita (k) de 0.005m^{-1} [4.1].

Nos cabos extradorsais e tirantes considera-se a utilização de bainhas de PEAD rectas que apresentam coeficientes μ e k nulos.

4.2.3 Consideração das sobrecargas rodoviárias e de temperatura

A ponte em viga-caixão construída sobre o Rio Sorraia foi dimensionada tendo por base o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). Este regulamento apresenta uma sobrecarga rodoviária distinta da considerada no Eurocódigo e descrita no subcapítulo 3.6.2. Assim, torna-se necessário avaliar se os dois regulamentos apresentam sobrecargas rodoviárias de valores similares, de modo a que as soluções extradorsal e atirantada possam ser comparadas com a solução construída.

De acordo com o RSA (Artº. 41º) a sobrecarga rodoviária é constituída pelo carregamento mais desfavorável entre [4.10]:

- a) Veículo tipo, com três eixos equidistantes, cada um com duas rodas, e com a disposição apresentada na *Figura 4.4*, apresentando uma carga total de 600 kN:

- $Q = 200 \text{ kN/eixo}$
- $a = 0.20 \text{ m}$
- $b = 0.60 \text{ m}$

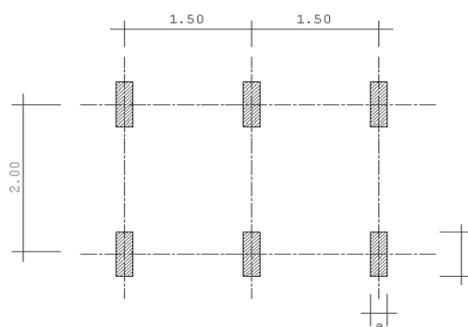


Figura 4.4 – Configuração do Veículo Tipo pelo RSA [4.10].

- b) Sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída na faixa de rodagem e bermas de 4.0 kN/m^2 e por uma única carga transversal com distribuição linear e uniforme de valor igual a 50 kN/m , aplicada na mesma largura que a sobrecarga uniforme

Avaliando um troço da ponte com 10 m de comprimento e com a secção transversal apresentada na *Figura 4.2*, obtém-se uma sobrecarga rodoviária condicionante de 2070 kN pelo RSA e de 1970 kN pelo Eurocódigo. Observa-se também que as sobrecargas de temperatura pelo Eurocódigo são substancialmente superiores às do RSA, dado que para a variação diferencial da temperatura no tabuleiro a considerar é de $\pm 15^\circ\text{C}$ pelo EC1-5 e de $\pm 10^\circ\text{C}$ pelo RSA. Observa-se, portanto que a sobrecarga rodoviária do RSA é 5% superior à do Eurocódigo e que a variação diferencial de temperatura no tabuleiro segundo o EC é 50% superior à do RSA. Com a análise destes valores, considera-se que as acções rodoviárias e de temperatura, combinadas com a carga permanente e restante carga permanente, fornecem um dimensionamento que é passível de proporcionar uma análise de custos de materiais entre as 3 pontes estudadas.

4.2.4 Modelação e análise elástica da ponte extradorsal e da ponte atirantada

Para a análise estrutural elástica e linear dos tabuleiros e das torres, durante as fases construtiva e de serviço, adopta-se um modelo de pórtico plano de elementos de barra, considerando-se a evolução do sistema estrutural e das acções que solicitam a estrutura, durante as sucessivas fases construtivas e em serviço. A análise estática do modelo de pórtico tridimensional é efectuada em regime elástico linear com base num programa de elementos finitos, neste caso o SAP2000. Não se efectua uma análise dinâmica por não se contabilizar o efeito sísmico, uma vez que não tem grande influência no dimensionamento do tabuleiro das soluções em caixão, extradorsal ou atirantada.

O processo construtivo por avanços sucessivos é simulado no SAP2000, de modo a ter em consideração as redistribuições de esforços que ocorrem durante a fase construtiva, desde a construção dos pilares até à conclusão da ponte, com colocação dos elementos correspondentes à restante carga permanente.

Neste modelo, os tabuleiros são aproximados da realidade através de vigas rectangulares com área e inércia de forma a serem representativos da secção transversal adoptada para cada ponte. O peso próprio do tabuleiro é modelado como uma carga uniformemente distribuída ao longo do comprimento da ponte, sendo adicionadas cargas concentradas para simular as carlingas. Os cabos extradorsais e os tirantes são modelados como barras rotuladas nas extremidades às quais se aplica uma variação de temperatura uniforme para simular o seu pós-tensionamento. O pré-esforço interior é modelado com elementos “*tendon*”, possibilitando escolher uma combinação de traçado de cabos com geometria mais complexa.

Estes modelos servem para obter os esforços e deformações na estrutura sob a acção das:

- Cargas permanentes nas fases construtivas, nomeadamente os efeitos do peso próprio;
- Cargas específicas da fase construtiva – sobrecarga construtiva e deslocação do carro;
- Cargas permanentes com a estrutura completa (distribuição elástica);
- Sobrecargas rodoviárias;
- Variação uniforme e diferencial de temperatura no tabuleiro;
- Variação uniforme de temperatura entre cabos extradorsais/tirantes e o tabuleiro;
- Variação de temperatura equivalente aos efeitos da retracção e da fluência.

4.2.5 Verificação aos Estados Limite

4.2.5.1 Estados Limite Últimos (ELU)

A segurança em relação ao Estados Limite Últimos é feita em termos de esforços, com base na condição $S_d \leq R_d$, em que S_d e R_d designam, respectivamente, os valores de dimensionamento do esforço actuante e do esforço resistente.

Conforme abordado anteriormente no subcapítulo 3.7.6, na verificação da segurança ao Estado Limite Último utiliza-se a combinação apresentada na expressão 4.1:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gi,k} + \gamma_Q \left[S_{Qi,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qj,k} \right] \quad (4.1)$$

Em que, $S_{Gi,k}$ é o valor característico do esforço resultante de uma acção permanente; $S_{Qi,k}$ é o valor característico do esforço resultante de uma acção variável considerada como acção base; $S_{Qj,k}$ é o valor característico do esforço resultante das restantes acções variáveis.

Os coeficientes de segurança γ_G e γ_Q considerados, respectivamente, para acções permanentes e variáveis são, para o caso desfavorável e favorável, os seguintes:

- Peso próprio da estrutura (PP)..... $\gamma_G = 1.35$ ou 1.0
- Acções do cabos extradorsais/tirantes (PEext/TIR)..... $\gamma_G = 1.35$
- Acções do pré-esforço excluindo os efeitos hiperestáticos (PE)..... $\gamma_G = 1.0$
- Efeitos hiperestáticos do pré-esforço (HP)..... $\gamma_G = 1.20$ ou 1.0
- Restantes cargas permanentes (RCP)..... $\gamma_G = 1.35$ ou 1.0
- Puxe dos cabos extradorsais/tirantes para anular retracção/fluência (RF)... $\gamma_G = 1.0$
- Sobrecarga rodoviária (ROD)..... $\gamma_Q = 1.35$ ou 0.0
- Acções de temperatura (ΔT)..... $\gamma_Q = 1.5$ ou 0.0

De acordo com a Tabela A2.4(B) do Anexo A do EC 0, a sobrecarga rodoviária é majorada por 1.35 [4.2]. Como explicado no subcapítulo 3.7.6., a acção conjunta desfavorável do peso próprio e favorável dos cabos extradorsais/tirantes é majorada para o ELU por 1.35. Segundo Menn, esta é a forma de considerar a redistribuição dos esforços permanentes, que ocorre durante a fase de serviço [4.7]. Os coeficientes de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , são, de acordo com o Eurocódigo, os apresentados no *Quadro 4.2*.

Quadro 4.2 – Coeficientes de Combinação de Acções [4.3].

Acção		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecargas rodoviárias (ROD)	TS	0.75	0.75	0.0
	UDL	0.4	0.4	0.0
Variações de temperatura (ΔT)		0.6	0.6	0.5

A verificação da segurança ao Estado Limite Último faz-se majorando as acções e minorando as resistências dos materiais, nomeadamente o aço e o betão. Os coeficientes de segurança destes materiais são $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_c=1.5$.

4.2.5.2 Estados Limite de Serviço (ELS)

No que se refere aos estados limite de serviço, é necessário efectuar as verificações relativamente à descompressão e à fendilhação, recorrendo para isso às combinações de acções quase permanente e frequente, respectivamente, devido à ponte se encontrar num local de ambiente pouco agressivo.

4.2.5.2.1 Estado Limite de Descompressão

Os estados limite de descompressão são verificados em relação às combinações quase permanentes de acções, isto é, considerando para efeitos de verificação de tensões no tabuleiro, a seguinte combinação de momentos flectores:

$$M_{qp} = M_{PP} + M_{RCP} + M_{PEext/TIR} + M_{PE} + M_{HP} + \Psi_2 M_{ROD} + \Psi_2 M_{\Delta T} \quad (4.2)$$

O estado limite de descompressão, o qual condiciona o dimensionamento do pré-esforço, considera-se satisfeito sempre que não existam tensões de tracção ao nível das fibras extremas do tabuleiro que estariam mais traccionadas na ausência de pré-esforço, devido à combinação das acções do momento flector e esforço axial, recorrendo à seguinte expressão 4.3.

$$\sigma = -\frac{P}{A} \pm \frac{M_{qp}}{W} \leq 0 \quad (4.3)$$

em que A representa a área da secção, W o módulo de flexão, P o esforço normal no tabuleiro, M_{qp} o momento resultante da combinação quase permanente de acções e σ a tensão na fibra inferior ou superior a considerar.

4.2.5.2.2 Estado Limite de Fendilhação

Considera-se que o tabuleiro se encontra pré-esforçado em todas as secções no ELS. Como tal não se verifica fendilhação. Caso não se consiga garantir uma compressão das fibras extremas em todas a secção do tabuleiro, é realizada uma comparação entre o momento de fendilhação e o momento da combinação frequente de esforços, dado que o local de estudo apresenta um ambiente pouco agressivo (o local em causa é Benavente, pelo que não há problemas de ataque de cloretos devido à grande distância ao mar). As larguras máximas de fendas, caso ocorram, são limitadas a 0.1 mm, por razões de garantia de durabilidade da obra.

4.2.6 Sequência construtiva

A sequência construtiva é utilizada para a determinação dos esforços finais e das deformações ao longo da construção das duas pontes projectadas. É adoptado um processo construtivo para a ponte extradorsal, em que o tabuleiro é construído por avanços sucessivos em consola, à medida que os cabos extradorsais vão sendo instalados. Os passos principais da construção são descritos na *Figura 4.5*.

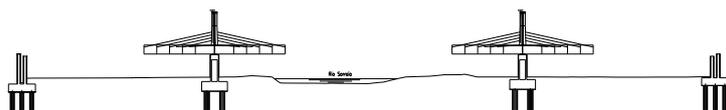
1 - Construção das fundações e pilares.



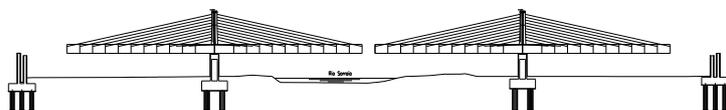
2 - Construção das aduelas de arranque e da torre.



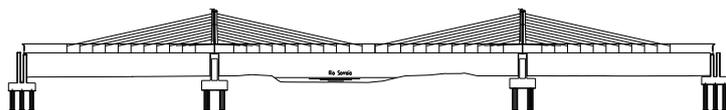
3 - Construção das primeiras aduelas, instalação do pré-esforço de consola e dos cabos extradorsais.



4 - Continuação da construção das aduelas com instalação dos restantes cabos extradorsais



5 - Betonagem dos tramos laterais com cimbra ao solo e da aduela de fecho.



6 - Instalação do restante pré-esforço de continuidade e aplicação da restante carga permanente (betuminoso e de todos os acessórios).

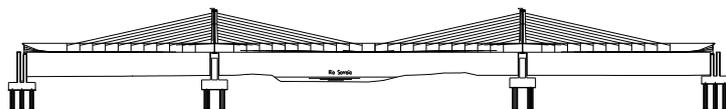


Figura 4.5 – Sequência construtiva da ponte extradorsal.

No início da construção de cada aduela, o carro de avanços é deslocado para a extremidade da última aduela executada. As armaduras, as bainhas de pré-esforço ordinário e as ancoragens do pré-esforço extradorsal são então montadas de acordo com o projecto. Seguidamente, a aduela é betonada, espera-se dois ou três dias para o betão ganhar a resistência necessária e instala-se a tensão nos cabos extradorsais. O ciclo repete-se durante a betonagem de todas as aduelas. Esta sequência construtiva é modelada no SAP2000, de modo ser possível obter as deformações e os esforços na estrutura ao longo de toda a construção.

4.3 CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA PONTE EXTRADORSAL

Pretende-se com este pré-dimensionamento efectuar uma análise comparativa entre a solução construída com um tabuleiro em viga-caixão apresentada no sub-capítulo 4.1, e duas soluções de tabuleiros com suspensão, uma extradorsal e outra atirantada.

A ponte extradorsal é dimensionada para apresentar um tabuleiro o mais esbelto possível, mas apresentando rigidez suficiente para que a sobrecarga rodoviária não crie variações de tensão nos cabos extradorsais acima dos 50 MPa. Limitando a variação de tensão, pode adoptar-se o valor máximo de tensão nos cabos para o ELS de $0.6 f_{pu,k}$, de modo a permitir a utilização de ancoragens de pré-esforço exterior, conforme é apresentado nas recomendações do SETRA.

A ponte é dimensionada de modo a que o tabuleiro não apresente fibras traccionadas para o ELS não sendo considerado o retensionamento dos cabos extradorsais para compensar as restantes cargas permanentes. Em vez disso é utilizado um tabuleiro com maior rigidez com pré-esforço de continuidade. O desvio dos cabos extradorsais nas torres é realizado através de selas de desvio, com raios de curvatura adequados e impedindo que estes se movimentem.

4.3.1 Configuração dos cabos extradorsais e secção transversal do tabuleiro

A configuração dos cabos extradorsais em harpa é adoptada com os seguintes objectivos: (1) diminuir os problemas de instabilidade da torre, associados à convergência dos cabos no topo da mesma, (2) com todos os cabos a apresentarem igual inclinação, a vista da ponte em perfil torna-se mais atraente, sem que ocorra o aparente cruzamento de cabos, (3) possibilita a utilização de selas de desvio iguais, (4) a ancoragem dos cabos no tabuleiro é feita com a mesma inclinação, facilitando a pormenorização das carlingas. Esta configuração pré-esforça mais o tabuleiro que uma configuração em semi-leque, evidenciando o verdadeiro comportamento de uma ponte extradorsal.

A secção transversal do tabuleiro adoptada é o resultado de um estudo de diferentes soluções, em que são comparados parâmetros de comportamento como a altura efectiva (h_e) e um coeficiente de rigidez (ρ), definidos nas expressões 4.4 e 4.5, respectivamente.

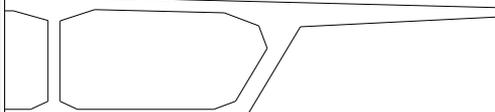
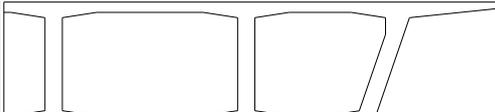
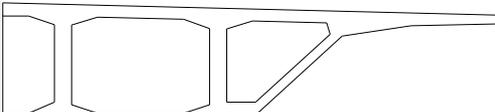
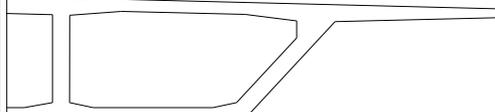
$$h_e = \frac{A}{b} \quad (4.4)$$

$$\rho = \frac{4 \cdot I}{A \cdot h^2} \quad (4.5)$$

sendo A a área da secção, b a largura do tabuleiro (29.1 m), I a inércia da secção no eixo de menor inércia e h a altura da secção (3.5 m).

Quanto menor a altura efectiva, menor a quantidade betão, sendo este o objectivo a alcançar. O coeficiente de rigidez (ρ) varia entre 0 e 1, sendo que, quanto mais próximo da unidade, mais eficaz é a secção em relação à flexão em torno do eixo de menor inércia. Apresentam-se no *Quadro 4.3* as alternativas estudadas, identificando-se as respectivas vantagens e inconvenientes de cada solução. Tendo em conta esta análise foi adoptada a alternativa E.

Quadro 4.3 – Avaliação das diferentes soluções para secções com suspensão central.

Secção transversal (zona de vão)	Vantagens	Desvantagens
<p>Alternativa A: $h_e = 0.760$ e $\rho = 0.436$</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Altura efectiva reduzida • Poucas células • Boa estética de perfil 	<ul style="list-style-type: none"> • Consolas com 6 m, necessita de pré-esforço transversal • Coeficiente rigidez reduzido • Fraca resistência a momentos negativos
<p>Alternativa B: $h_e = 0.821$ e $\rho = 0.583$</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Coeficiente rigidez elevado • Não necessita de pré-esforço transversal • Boa resistência a momentos flectores negativos 	<ul style="list-style-type: none"> • Altura efectiva elevada • Muitas células, logo muitas almas para betonar • Laje inferior muito larga • Estética fraca de perfil
<p>Alternativa C: $h_e = 0.835$ e $\rho = 0.496$</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Coeficiente rigidez moderado • Boa estética de perfil • Laje inferior pouco larga 	<ul style="list-style-type: none"> • Altura efectiva elevada • Muitas células, logo muitas almas para betonar • Fraca resistência a momentos negativos
<p>Alternativa D: $h_e = 0.768$ e $\rho = 0.517$</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Altura efectiva reduzida • Não necessita de pré-esforço transversal, lajes com vãos de 6 m e sem consolas • Boa resistência a momentos flectores negativos 	<ul style="list-style-type: none"> • Muitas células, logo muitas almas para betonar • Laje inferior muito larga • Estética fraca de perfil
<p>Alternativa E: $h_e = 0.756$ e $\rho = 0.485$</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Altura efectiva reduzida • Coeficiente rigidez moderado • Poucas células • Laje inferior pouco larga • Boa estética de perfil 	<ul style="list-style-type: none"> • Necessita de pré-esforço transversal • Fraca resistência a momentos flectores negativos

As dimensões da secção em viga-caixão, nomeadamente a espessura das almas, a altura das lajes, os esquadros adoptados entre outros pormenores de dimensionamento, são escolhidas de modo a respeitar as dimensões mínimas de recobrimento de armaduras, distância mínima livre entre bainhas de pré-esforço e alguns critérios de pré-dimensionamento como a altura da laje em consola [4.9].

A ponte apresenta dois planos de cabos extradorsais 6-55 [55 cordões com 0.6'' (15.2 mm) de diâmetro], que distam 1 m um do outro, totalizando 80 cabos extradorsais. Estes são ancorados à zona central do tabuleiro em carlingas com 1 m de altura e 0.5 m de largura. A secção apresenta dimensões convenientes para que o pré-esforço longitudinal se movimente nas almas ao longo do tabuleiro sem condicionar o pré-esforço transversal que se localiza nas lajes superiores, bem como os cabos extradorsais que são ancorados a meio de cada aduela.

Tenta manter-se as variações de tensões nos cabos extradorsais para a sobrecarga rodoviária abaixo do 50 MPa, de modo a poder tirar-se partido do limite máximo de tensão de $0.6 f_{puk}$ para a combinação de acções no ELS. Após várias iterações, chega-se a um valor de variação de tensão no cabo extradorsal mais esforçado de 71 MPa, correspondendo através da expressão 3.5 a um limite máximo de tensão para a combinação de acções ao ELS de $0.55 f_{puk}$.

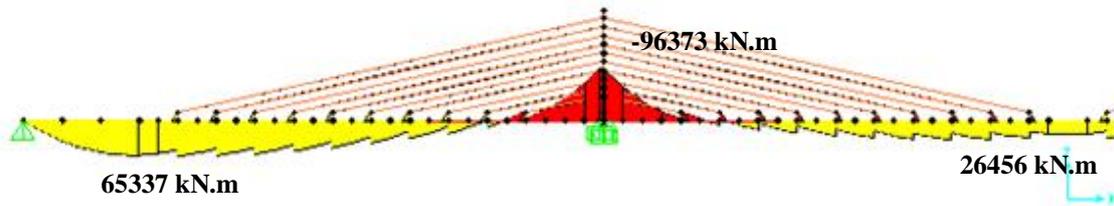
O arranjo final dos cabos extradorsais, bem como todas as cotagens da ponte, incluindo secção transversal e perfil do tabuleiro e da torre e um modelo a 3 dimensões da estrutura, são apresentados nos Desenhos nº 5, 6, 7, 8 e 9 do Anexo. A.

4.3.2 Modelação detalhada da ponte extradorsal e esforços de projecto

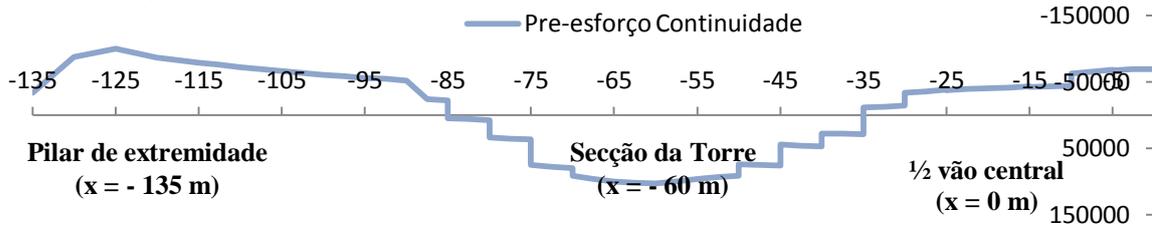
A ponte extradorsal é modelada como explicado no sub-capítulo 4.2.4, tendo em consideração as fases construtivas que podem ser observadas no Anexo B, controlando os deslocamentos no tabuleiro. De salientar que os cabos extradorsais são dimensionados utilizando o método “**redução de deformações**” explicado no sub-capítulo 3.7.3, obtendo deformações nulas durante a fase construtiva em consola que podem ser comprovadas no Anexo B. Neste modelo é simulada a movimentação do carro de avanços com 500 kN, que produz momentos flectores negativos elevados na secção de apoio durante a construção do tabuleiro.

Na *Figura 4.7* são apresentados os momentos flectores das várias acções que se consideram no dimensionamento para metade do tabuleiro, dado que existe um eixo de simetria no meio vão central.

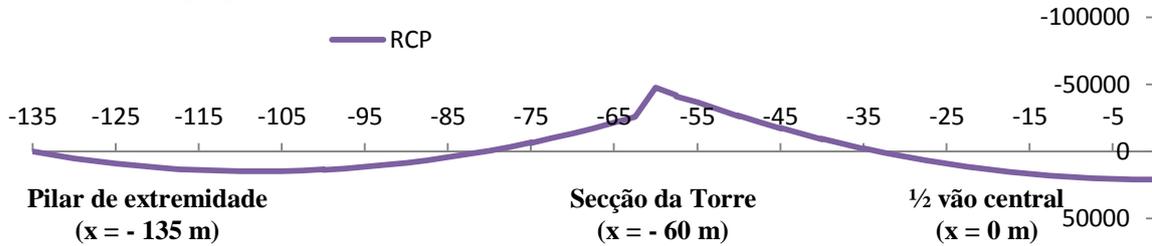
a) Fase construtiva número 22 do Anexo B: Betonagem dos tramos laterais (cimbre ao solo) e da aduela de fecho (avanços sucessivos).



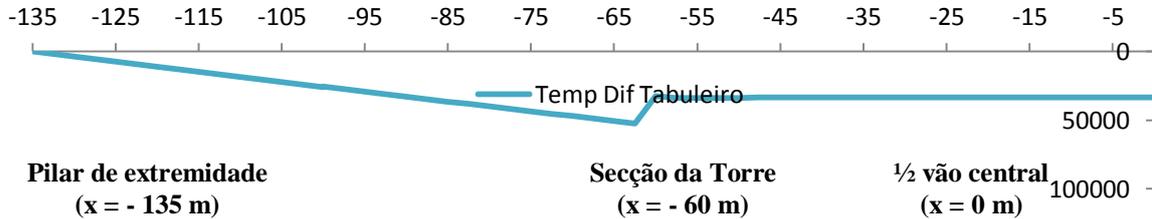
b) Pré-esforço de continuidade.



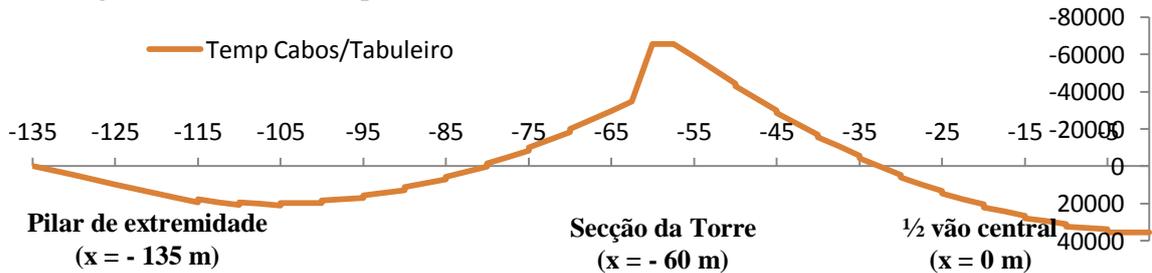
c) Restante carga permanente.



d) Variação diferencial de temperatura no tabuleiro.



e) Variação uniforme de temperatura entre o tabuleiro e os cabos extradorsais.



f) Sobrecarga rodoviária.

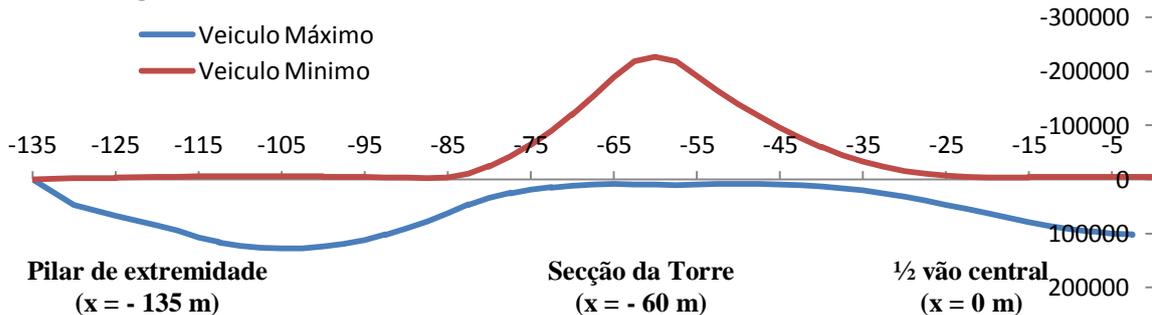


Figura 4.7 – Momentos flectores na ponte extradorsal extraídos do SAP2000 (à mesma escala).

A consideração dos efeitos de retracção e fluência é realizada de forma simplificada, aplicando uma variação uniforme de temperatura à qual se soma o valor da variação uniforme de temperatura sazonal, aplicando-se uma variação de -60°C . Os efeitos diferidos da retracção e fluência produzem deformações verticais crescentes no tabuleiro (*Figura 4.8*), encarando-se com o eventual retensionamento dos cabos extradorsais ao fim de alguns anos de serviço para anular estas deformações.

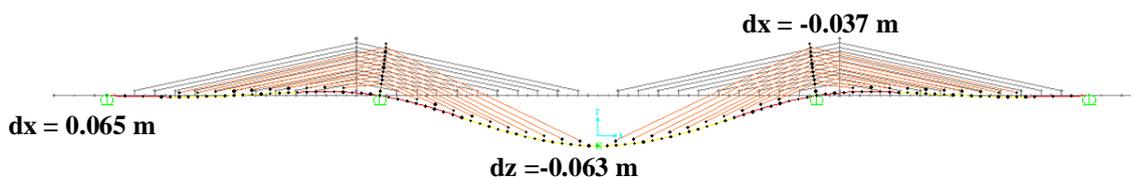


Figura 4.8 – Deformada da ponte extradorsal quando aplicado uma variação uniforme de -60°C .

4.3.3 Pré-esforço longitudinal e transversal

4.3.3.1 Pré-esforço longitudinal

O pré-esforço longitudinal é constituído por cabos superiores ou “de consola”, e por cabos inferiores ou “de continuidade”, ambos utilizando cabos aderentes. O pré-esforço é dimensionado verificando-se que o tabuleiro se encontra inteiramente comprimido em todas as secções para a combinação de acções no ELS, através da expressão 4.3. A descompressão é verificada em todas as fibras superiores e inferiores do tabuleiro e conforme se mostra na *Figura 4.11* e na *Figura 4.12*.

Obtém-se uma compressão total no tabuleiro quase constante ao longo de todo o seu comprimento, devido ao pré-esforço e aos cabos extradorsais, evidenciando que a elevada compressão instalada é em grande parte responsável pela verificação da descompressão em todas as secções do tabuleiro (*Figura 4.9*).

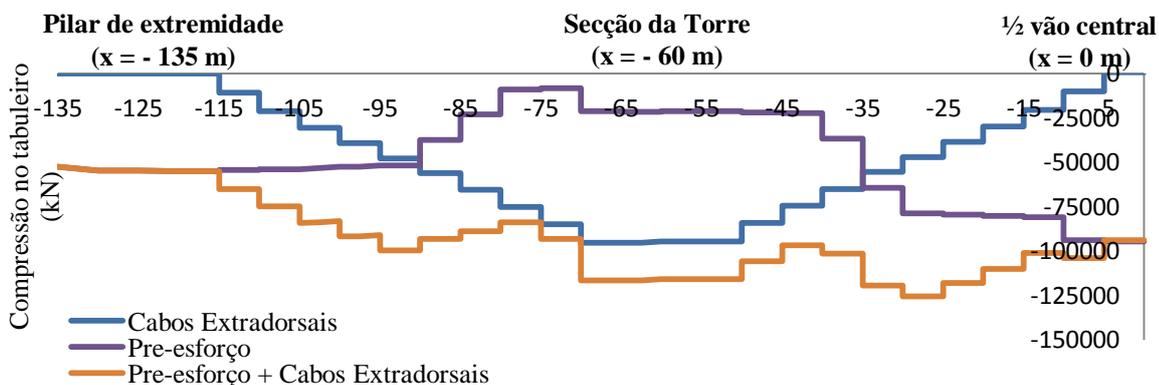


Figura 4.9 – Esforço normal de compressão no tabuleiro por acção do pré-esforço e dos cabos extradorsais.

Os cabos de pré-esforço de consola são 6-22 [22 cordões com 0.6'' (15.2 mm) de diâmetro] e têm uma potência de 3340 kN a tempo infinito. Na secção de apoio são adoptados 8 cabos (2 por alma) sendo que 4 cabos são ancorados na aduela 1 e outros 4 cabos são ancorados na aduela 2, segundo o especificado nos Desenhos nº 7 e 8 do Anexo A.

No meio vão do tramo central são adoptados 24 cabos de pré-esforço de continuidade 6-22 (6 por alma) com uma potência de 3340 kN a tempo infinito, a dispensa de cabos é feita da secção de meio vão até à aduela 1. Nos tramos laterais são adoptados 16 cabos de pré-esforço de continuidade (4 por alma), sendo todos ancorados na extremidade do tabuleiro e a dispensa vai sendo feita até à aduela 2. A disposição do pré-esforço pode ser consultada nos Desenhos nº 7 e 8 do Anexo A [4.11].

4.3.3.2 Pré-esforço transversal

O pré-esforço transversal do tabuleiro é condicionado pela verificação da descompressão das lajes em consola com 5 m. Torna-se necessário adoptar uma distribuição de cabos de pré-esforço transversal que perfaçam uma potência de 1501 kN/m, optando-se por utilizar cabos 6-7 com uma potência de 1090 kN a tempo infinito espaçados de 0.7 m. A disposição do pré-esforço pode ser consultada no Desenho nº 6 do Anexo A [4.11].

4.3.4 Verificação ao ELS

4.3.4.1 Verificação ao ELS do tabuleiro

Os momentos flectores no ELS (combinação quase permanente) para metade do tabuleiro são apresentados na *Figura 4.10*.

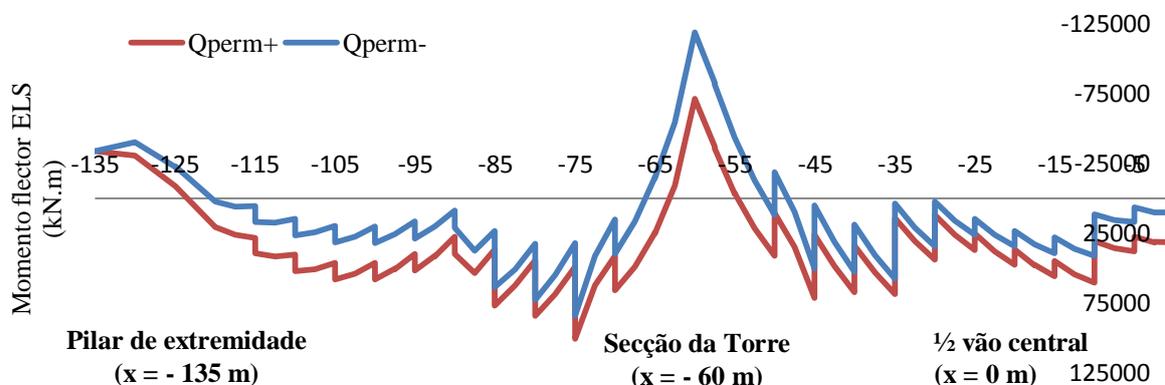


Figura 4.10 – Momento flector máximo e mínimo para a combinação de acções no ELS.

Através da expressão 4.3, verifica-se a descompressão para o ELS em todas as fibras superiores e inferiores do tabuleiro, conforme se verifica de forma gráfica na *Figura 4.11* e *4.12*.

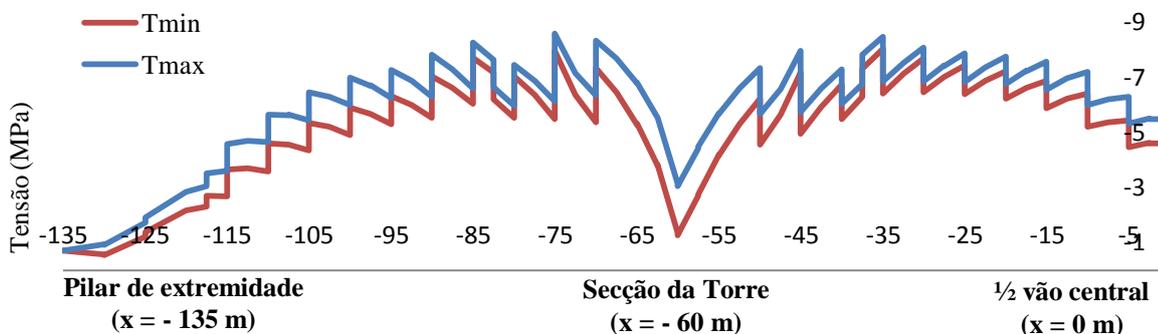


Figura 4.11 – Verificação da descompressão em todas as fibras superiores do tabuleiro ao ELS.

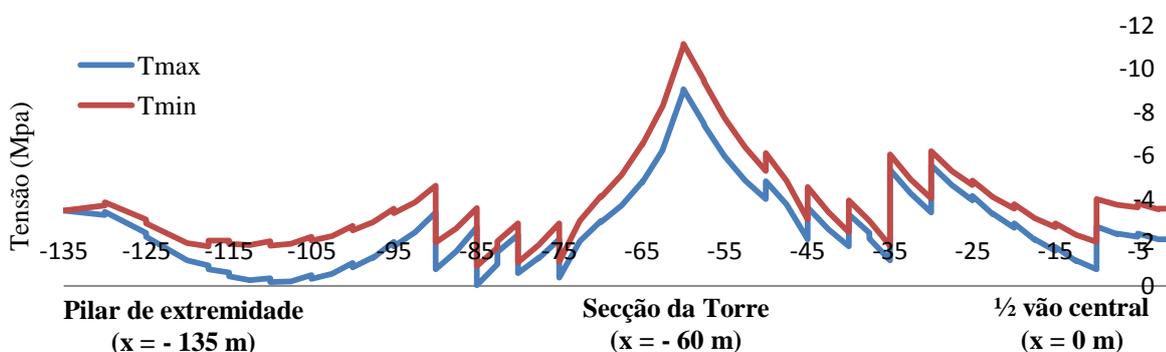


Figura 4.12 – Verificação da descompressão em todas as fibras inferiores do tabuleiro ao ELS.

4.3.4.2 Verificação ao ELS dos cabos extradorsais

A força resistente última dos cabos extradorsais (F_{gut}), associada a f_{puk} , toma o valor de 28600 kN para 2 cabos extradorsais 6-55. Na *Figura 4.13* é possível observar a força instalada em cada par de cabos extradorsais do tramo interior (mais esforçados), durante todas as fases construtivas.

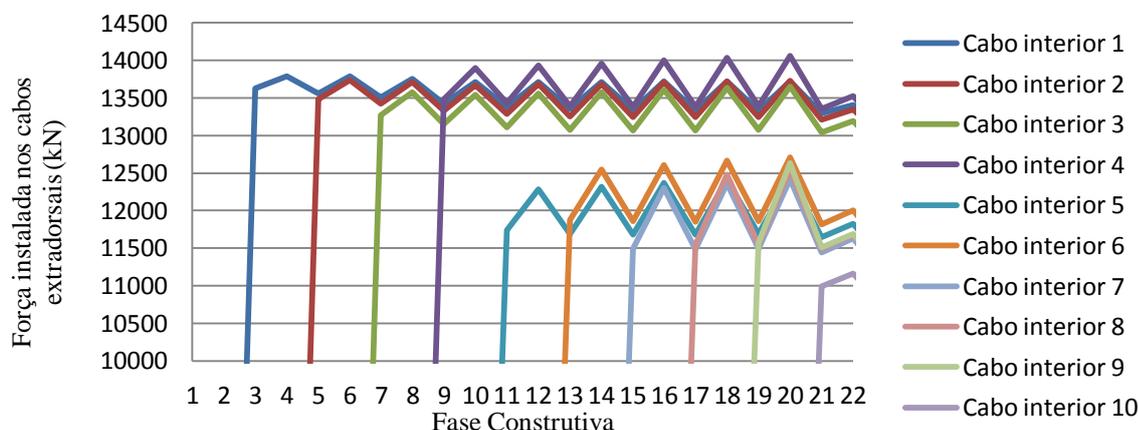


Figura 4.13 – Evolução da força instalada nos cabos extradorsais ao longo da fase construtiva.

O eventual retensionamento dos cabos extradorsais para anular as deformações devidas à retracção e fluência é considerado na verificação aos ELS e ELU. Ao contrário do tabuleiro, a aplicação deste retensionamento, é desfavorável para os cabos extradorsais, sendo por isso, contabilizado o incremento de força nestes cabos no caso de se afigurar necessário este aumento de tensão. Verifica-se através da *Figura 4.14* que o limite máximo admissível de tensão no ELS de $0.55f_{puk}$ é verificado para todos os cabos extradorsais, tanto os que ancoram no tramo lateral como os do tramo central.

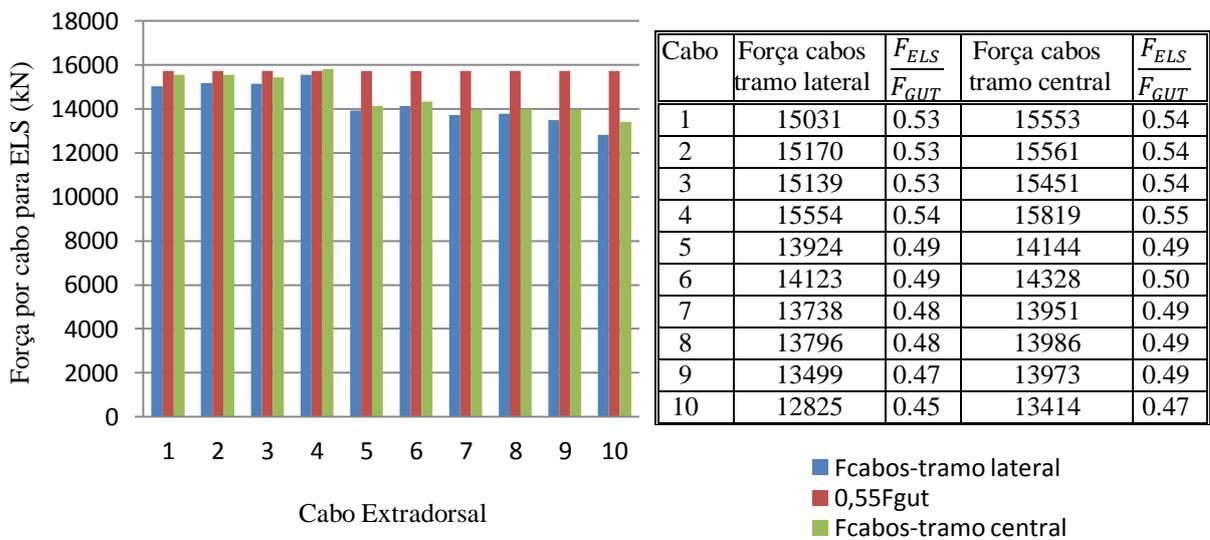


Figura 4.14 – Força nos cabos extradorsais para o ELS.

4.3.5 Verificação ao ELU

4.3.5.1 Verificação ao ELU do tabuleiro

O tabuleiro extradorsal é verificado ao estado limite último de flexão, obtendo-se a distribuição de momentos flectores para esta combinação (*Figura 4.15*) e adoptando-se uma distribuição de armadura longitudinal adequada às dimensões da secção. Verifica-se, de seguida, que os momentos flectores resistentes nas secções críticas (0.4 vão lateral, secção da torre e meio vão central) são superiores aos momentos flectores apresentados na *Figura 4.15*.

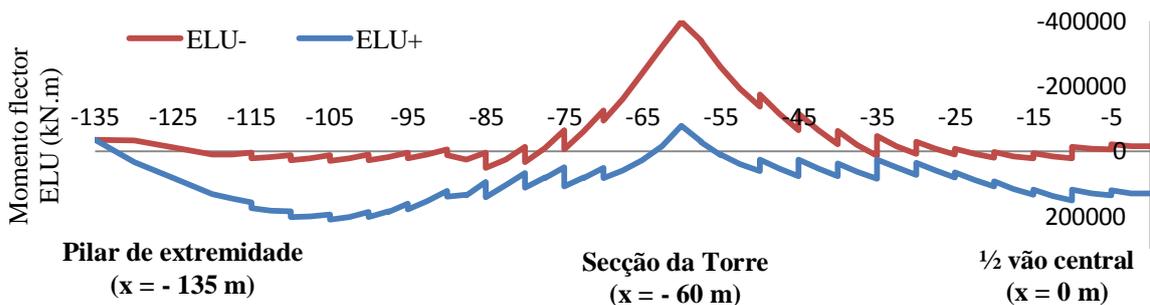


Figura 4.15 – Momento flector máximo e mínimo para a combinação de acções no ELU.

Para determinar o momento flector resistente da secção utiliza-se o “software” de cálculo Response 2000 [4.5], em que se aproxima parte de meia secção do tabuleiro a uma secção equivalente em forma de “I”. Adoptam-se duas camadas de armadura distribuída horizontal de $\phi 20//0.15$ pela laje superior e inferior, bem como duas camadas de armadura distribuída vertical $\phi 20//0.15$ por cada alma interior. As secções equivalentes são apresentadas na *Figura 4.16*, com as respectivas distribuições de armadura e pré-esforço.

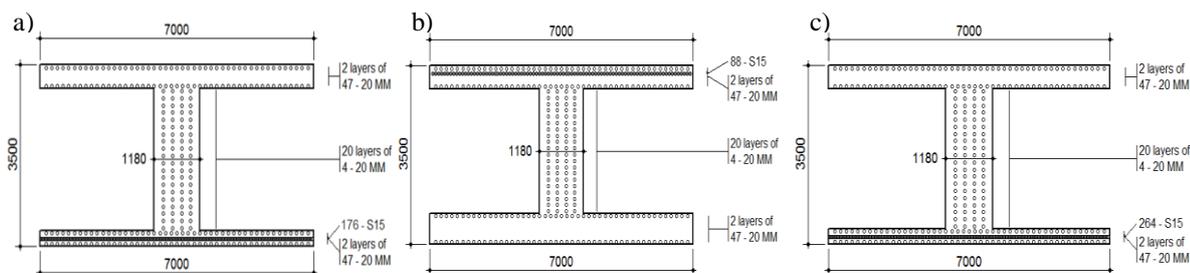


Figura 4.16 – Secção equivalente a meia secção do tabuleiro a) vão lateral, b) secção da torre e c) vão central.

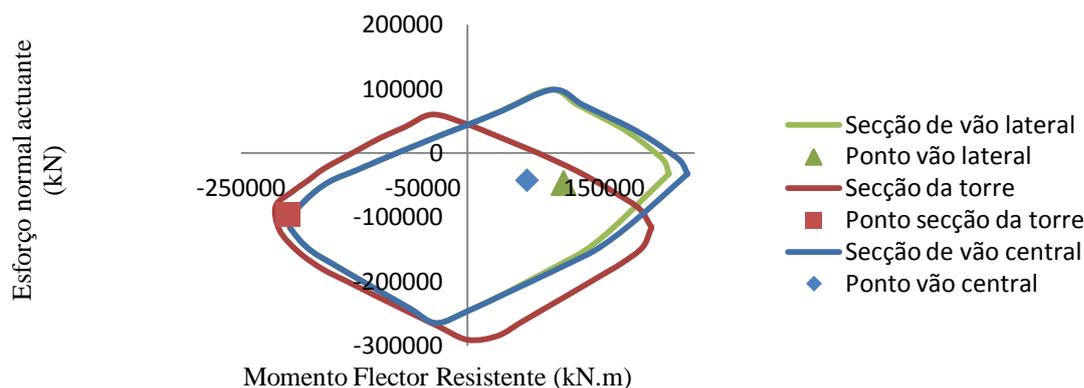


Figura 4.17 – Diagramas de interação M-N para meia secção de vão lateral, torre e vão central.

Dados os momentos flectores actuantes, representados na *Figura 4.17* pelos 3 pontos, conclui-se que a distribuição de armadura longitudinal adoptada é suficiente para resistir à flexão composta do tabuleiro no ELU.

4.3.5.2 Verificação ao ELU dos cabos extradorsais

Depois de verificado o ELS para os cabos extradorsais com uma tensão máxima de $0.55 f_{puk}$, deve garantir-se também a resistência no ELU. Para esta combinação, segundo o sub-capítulo 3.7.5, as recomendações do SETRA sugerem uma tensão máxima de $0.75 f_{puk}$, a qual é sempre verificada, conforme se pode constatar da *Figura 4.18*.

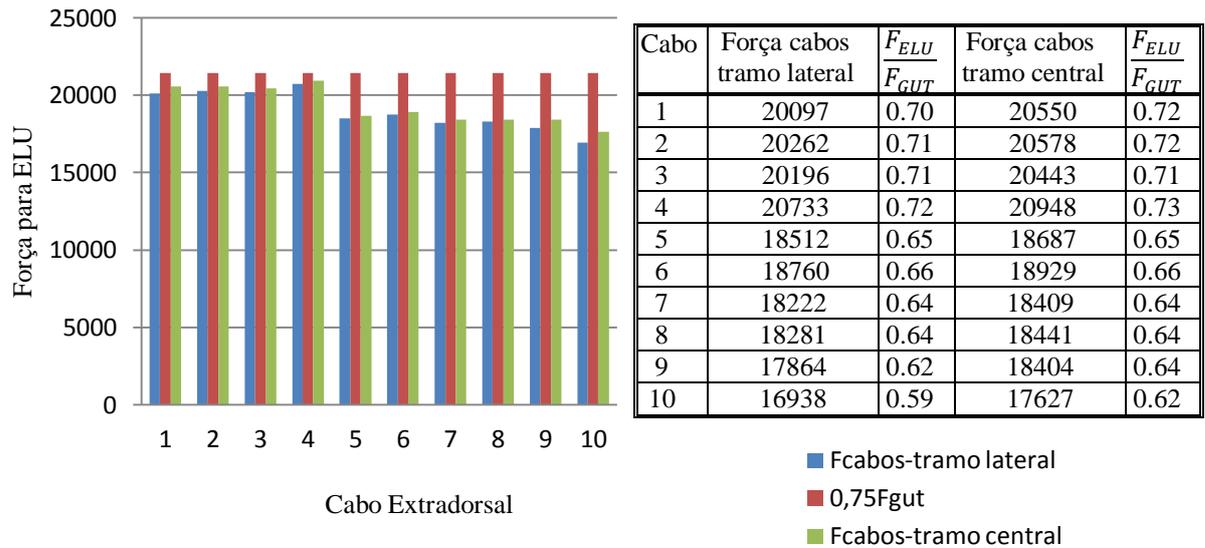


Figura 4.18 – Força nos cabos extradorsais para o ELU.

4.3.5.3 Verificação ao ELU das torres

À semelhança do que é efectuado no sub-capítulo 4.3.5.1 para a verificação ao ELU do tabuleiro, adopta-se uma armadura distribuída de $\phi 20//0.15$ por duas camadas em cada face de extremidade da torre e uma cada camada por cada face lateral do elemento.

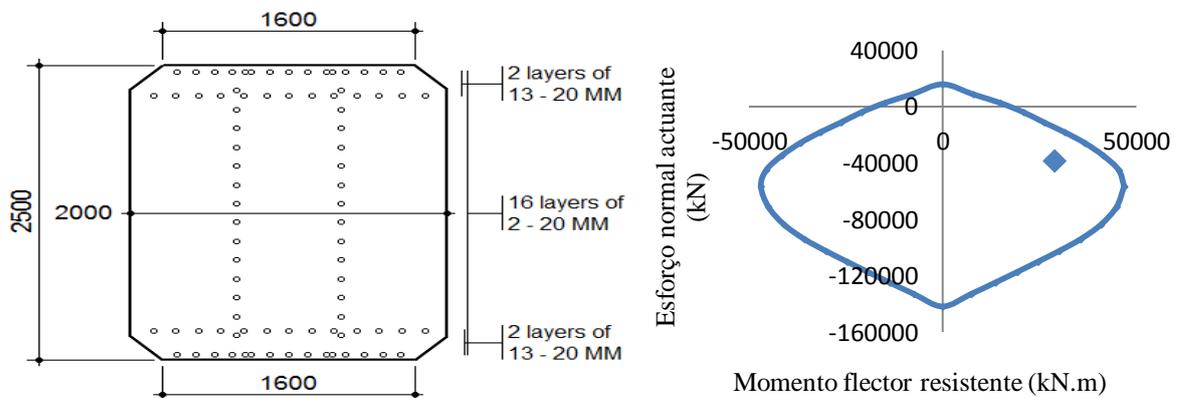


Figura 4.19 – Secção equivalente e diagrama de interacção M-N da torre.

Dado o momento flector actuante na torre, representado na Figura 4.19 pelo ponto, conclui-se que a distribuição de armadura longitudinal adoptada é suficiente para resistir ao ELU de flexão composta da torre.

4.4 CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA PONTE ATIRANTADA

No pré-dimensionamento da ponte atirantada adopta-se um tabuleiro o mais esbelto possível, reduzindo os materiais para otimizar a solução, de modo a que as cargas de projecto sejam encaminhadas para as torres através dos tirantes, e gerando menores momentos flectores no tabuleiro. Desta forma, dimensiona-se o tabuleiro como uma viga flexível que encaminha as cargas para os tirantes, ficando estes com a responsabilidade de transmitir as cargas para as torres e fundações. Os tirantes são dimensionados para um valor máximo de tensão de $0.45 f_{pu,k}$ ao ELS.

A ponte é dimensionada de modo a que o tabuleiro não apresente fibras traccionadas para o ELS e considera-se um retensionamento dos tirantes, para que as deformações do tabuleiro sejam nulas após a aplicação das restantes carga permanentes. Os tirantes são ancorados nas torres, pelo facto destes apresentarem elevada inclinação, adoptando uma solução com uma estrutura mista aço-betão, como é corrente nas pontes de tirantes modernas.

4.4.1 Configuração dos tirantes e secção transversal do tabuleiro

A configuração dos tirantes em semi-leque é adoptada para que se diminua os problemas de instabilidade da torre, associados à convergência dos tirantes no topo desta, mas de modo a que estes sejam “o mais verticais possível”. Esta configuração dificulta a pormenorização das ancoragens, tanto no tabuleiro como nas torres, uma vez que os tirantes apresentam todos inclinações diferentes. Na concepção da ponte atirantada dá-se muita importância aos tirantes, apresentando estes uma componente vertical de tracção muito relevante, com o objectivo de equilibrar as cargas permanentes transmitidas pelo tabuleiro. Assim, o comportamento estrutural de um tabuleiro atirantado é semelhante ao de uma viga continuamente apoiada entre tirantes igualmente espaçados.

O tabuleiro apresenta uma relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro}}$ de 88.3, com um vão principal de 132.5 m, ligeiramente superior ao observado na ponte em viga-caixão construída, e com uma altura de tabuleiro constante de 1.5 m. Esta relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro}}$ encontra-se no intervalo de 50 e 100. A modelação longitudinal consiste assim num tabuleiro de três vãos com dimensões de 68.75 m + 132.5 m + 68.75 m, o que permite que o tabuleiro seja simétrico em relação a cada torre, e dispensa a necessidade de pilares intermédios nos vãos laterais. [4.8].

O tabuleiro é construído por avanços sucessivos, betonando-se a primeira aduela com recurso a cimbre ao solo, instalando-se o primeiro par de tirantes e seguindo a construção com recurso a carros de avanços. As aduelas apresentam 7.35 m de comprimento e são constituídas por duas vigas principais, 2 carlingas e uma laje superior. A sequência construtiva utilizada é apresentada no Anexo C, incluindo-se as deformações no tabuleiro ao longo das fases construtivas. Tendo em vista a manutenção dos momentos flectores no tabuleiro com valores reduzidos, adopta-se o processo construtivo descrito no sub-capítulo 3.8 com a possível utilização de contrapesos de água até às betonagens das aduelas e após a instalação provisória dos tirantes para suportar o equipamento de avanços sucessivos.

A secção transversal do tabuleiro, representada na *Figura 4.20*, apresenta uma altura de vigas principais constante de 1.5 m. São adoptadas carlingas espaçadas de 3.675 m, coincidindo com a ancoragem dos tirantes e com a meia distância entre estes. Assim, consegue-se que a laje superior funcione em flexão cilíndrica com um vão de 3.675 m, adoptando-se uma espessura de laje de 0.25 m. Esta secção pode ser consultada em maior detalhe no Desenho nº 10 do Anexo A.

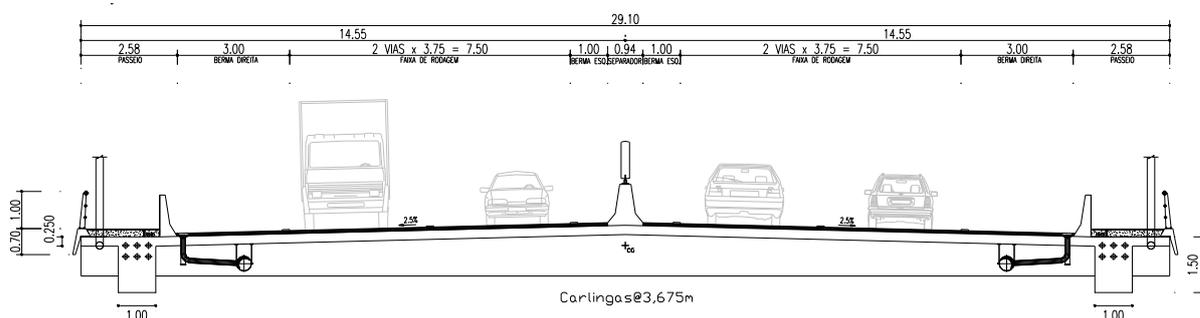


Figura 4.20 – Secção transversal do tabuleiro da ponte atirantada.

O tabuleiro apresenta dois planos de tirantes verticais que são ancorados nas carlingas que conferem rigidez ao tabuleiro, ligando as duas vigas longitudinais laterais. Os tirantes possuem um número de cordões que varia entre 22 para o 1º par de tirantes, 31 cordões para o 2º, 3º e 4º pares de tirantes e 43 cordões nos restantes 5 pares de tirantes. No total o tabuleiro é suspenso por 72 tirantes, e não se apoia ao nível das torres mas apenas nos pilares de transição para os viadutos de acesso. A secção apresenta dimensões convenientes para que o pré-esforço longitudinal se movimente nas vigas principais, sem condicionar o pré-esforço transversal que se localiza nas carlingas e as ancoragens dos tirantes que estão nas extremidades das mesmas. No Desenho nº 11 do Anexo A é possível observar em pormenor a disposição de pré-esforço longitudinal, transversal e as ancoragens dos tirantes, numa mesma secção de tabuleiro.

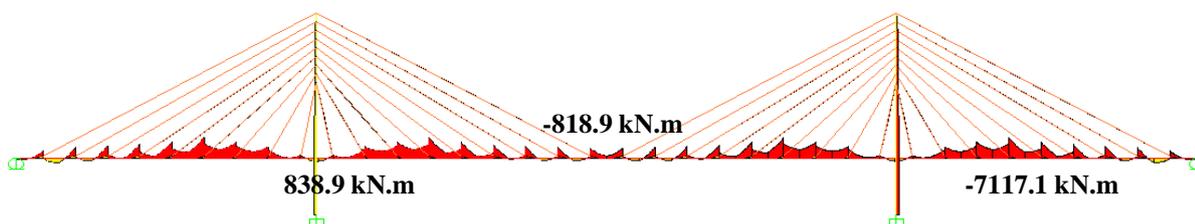
O arranjo dos tirantes, bem como todas as cotagens da ponte, incluindo a secção transversal do tabuleiro e torre e um modelo tridimensional do conjunto da estrutura, podem ser observados nos Desenhos nº 10, 11, 12 e 13 do Anexo A.

4.4.2 Modelação detalhada da ponte atirantada e esforços de projecto

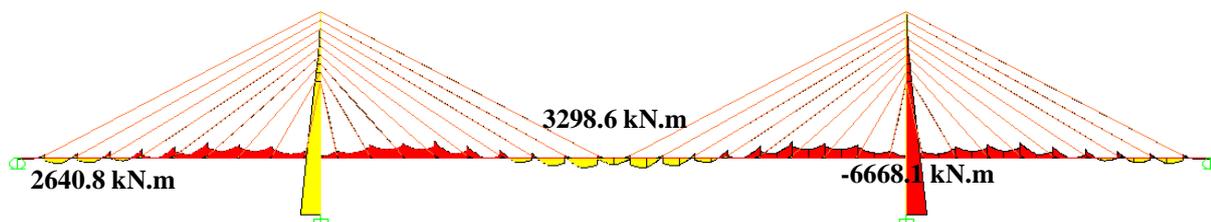
A ponte atirantada é modelada como explicado no sub-capítulo 4.2.4, tendo em consideração as fases construtivas que podem ser observadas no Anexo C, controlando as deformações do tabuleiro. Salienta-se que os tirantes são dimensionados utilizando o método “**redução de deformações**” explicado no sub-capítulo 3.7.3, obtendo deformações nulas durante a fase construtiva em consola, conforme se apresenta no Anexo C. Neste modelo é simulada a movimentação do carro de avanços com 300 kN, que produz elevados momentos flectores negativos na secção de apoio durante a construção do tabuleiro.

Na *Figura 4.21* são ilustrados os momentos flectores das várias acções que se consideram no dimensionamento do tabuleiro.

a) Final da construção do tabuleiro. Passo 26 do Anexo C.



b) Aplicação da restante carga permanente. Passo 27 do Anexo C.



c) Retensionamento dos tirantes. Passo 28 do Anexo C.

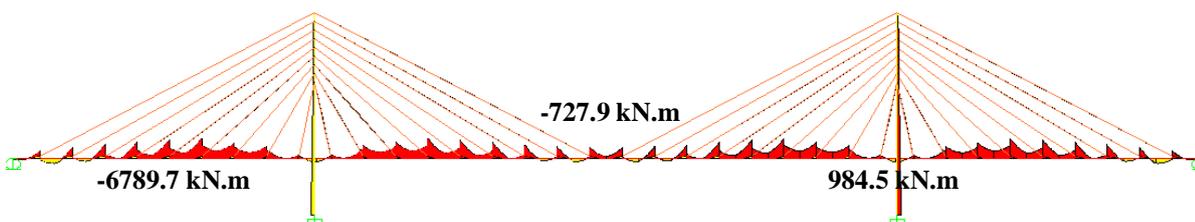
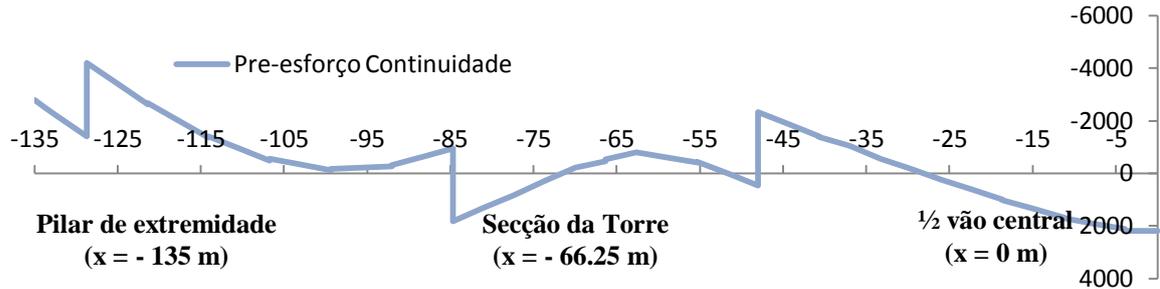
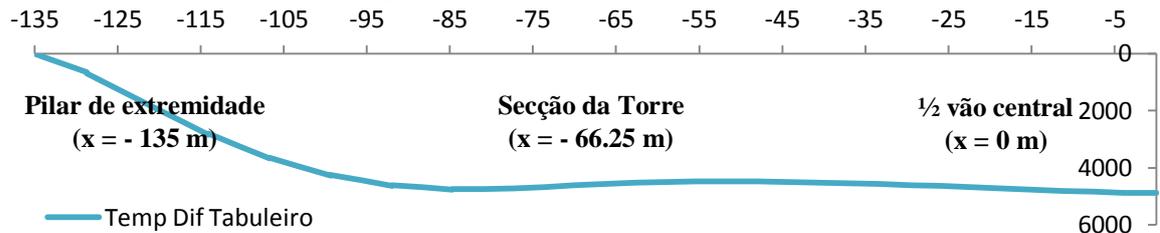


Figura 4.21 – Momentos flectores na ponte atirantada extraídos do SAP2000 (à mesma escala).

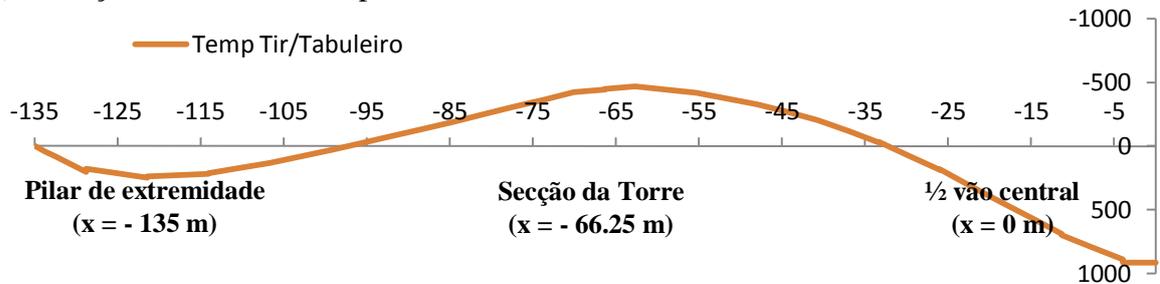
d) Pré-esforço de continuidade.



e) Variação diferencial de temperatura no tabuleiro.



f) Variação uniforme de temperatura entre o tabuleiro e os tirantes.



g) Sobrecarga rodoviária.

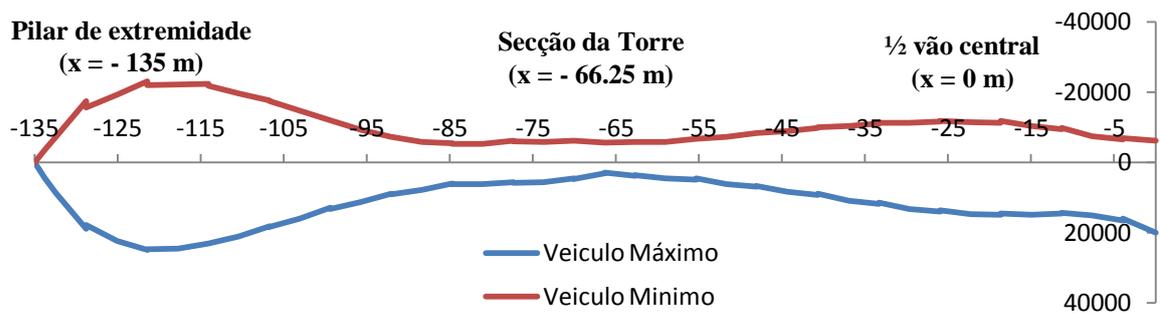


Figura 4.21 (Continuação) – Momentos flectores na ponte atirantada extraídos do SAP2000 (à mesma escala).

A consideração dos efeitos de retracção e fluência é feita aplicando a uma variação uniforme de temperatura à qual se soma o valor da variação uniforme de temperatura regulamentar, optando-se por aplicar uma variação de -60°C . Estes fenómenos produzem deformações no tabuleiro, considerando-se o eventual retensionamento nos cabos extradorsais a longo prazo para anular estas deformações (Figura 4.22).

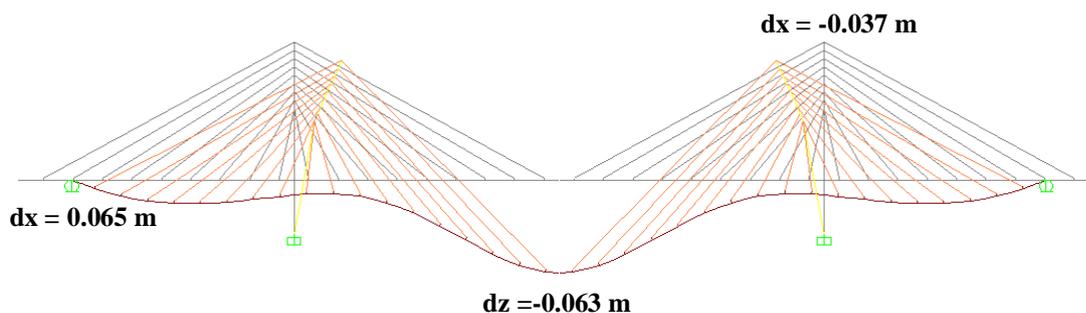


Figura 4.22 – Deformada da ponte atirantada quando aplicado uma variação uniforme de -60°C .

4.4.3 Pré-esforço longitudinal e transversal

4.4.3.1 Pré-esforço longitudinal

O pré-esforço é dimensionado verificando-se que o tabuleiro se encontra inteiramente comprimido em todas as secções para a combinação de acções no ELS, através da expressão 4.3. A descompressão é verificada em todas as fibras superiores e inferiores do tabuleiro conforme se apresenta na *Figura 4.24 e 4.25*.

Os cabos de pré-esforço de consola são 6-31 [31 cordões com 0.6'' (15.2 mm) de diâmetro] e têm uma potência de 4710 kN a tempo infinito. Na secção de apoio são adoptados 8 cabos (4 por viga principal), segundo o especificado no Desenho nº 12 do Anexo A.

No meio vão do tramo central são adoptados 10 cabos de pré-esforço de continuidade 6-31 (5 por viga principal) com uma potência de 4710 kN a tempo infinito. A dispensa de cabos de pré-esforço longitudinal é feita da secção de meio vão até à aduela 3. Nos tramos laterais são adoptados 10 cabos de pré-esforço de continuidade (5 por viga). A disposição do pré-esforço pode ser consultada em detalhe no Desenho nº 12 do Anexo A [4.11].

4.4.3.2 Pré-esforço transversal

O pré-esforço transversal do tabuleiro é condicionado pela verificação da descompressão na secção de meio vão das carlingas. Torna-se necessário adoptar um arranjo de cabos de pré-esforço transversal que perfaça uma potência de 7564 kN, optando-se por utilizar 2 cabos 6-27 com uma potência de 8100 kN a tempo infinito em cada carlinga. A disposição do pré-esforço pode ser observada no Desenho nº 11 do Anexo A [4.11]. Trata-se de um pré-esforço elevado nas carlingas, que resulta do vão simplesmente apoiado de 25.1 m entre vigas principais. Nas fases seguintes do projecto poder-se-ia otimizar este pré-esforço aumentando a altura das carlingas a meio-vão.

4.4.4 Verificação ao ELS

4.4.4.1 Verificação ao ELS do tabuleiro

Os momentos flectores no ELS (combinação quase permanente) de metade do tabuleiro encontram-se ilustrados na *Figura 4.23*.

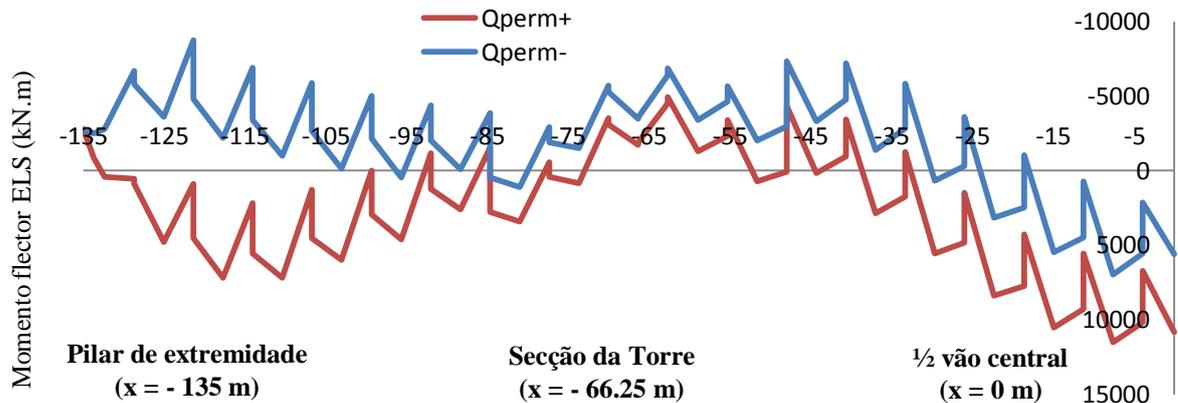


Figura 4.23 – Momento flector máximo e mínimo para a combinação de acções no ELS.

Através da expressão 4.3, verifica-se a descompressão para o ELS em todas as fibras superiores e inferiores do tabuleiro, conforme se representa na *Figura 4.24* e *4.25*.

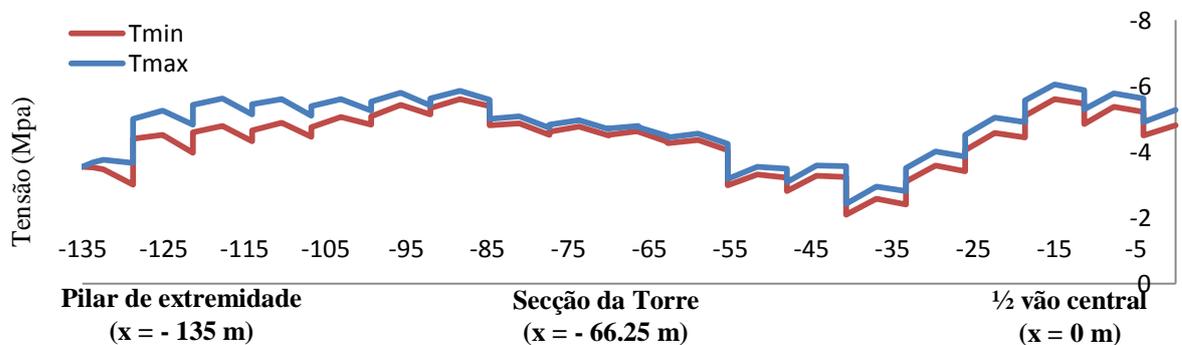


Figura 4.24 – Verificação da descompressão em todas as fibras superiores do tabuleiro ao ELS.

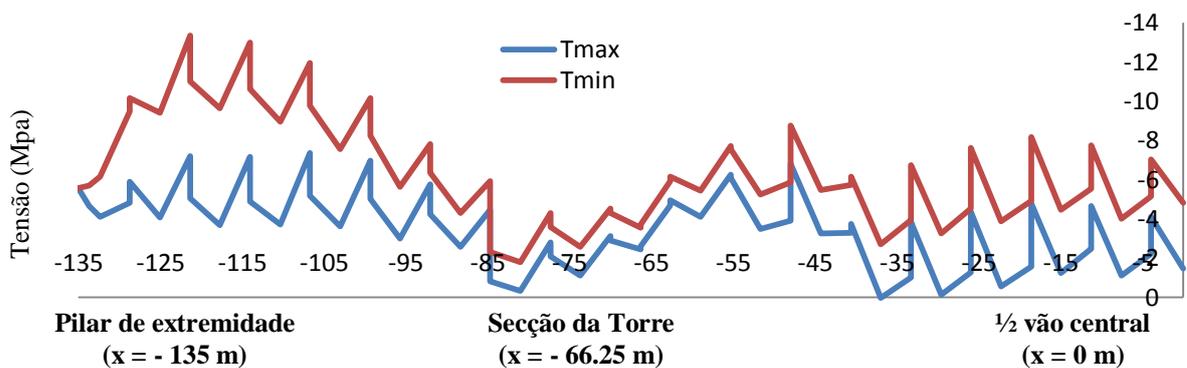


Figura 4.25 – Verificação da descompressão em todas as fibras inferiores do tabuleiro ao ELS.

4.4.4.2 Verificação ao ELS dos tirantes

A força resistente última dos tirantes (F_{gut}), associada a f_{puk} , toma o valor de 11440 kN para 2 tirantes 6-22, de 16120 kN para 2 tirantes 6-31 e de 22360 kN para 2 tirantes 6-43. Na *Figura 4.26* é possível observar a força instalada em cada par de tirantes do tramo interior (mais esforçados) durante toda a fase construtiva.

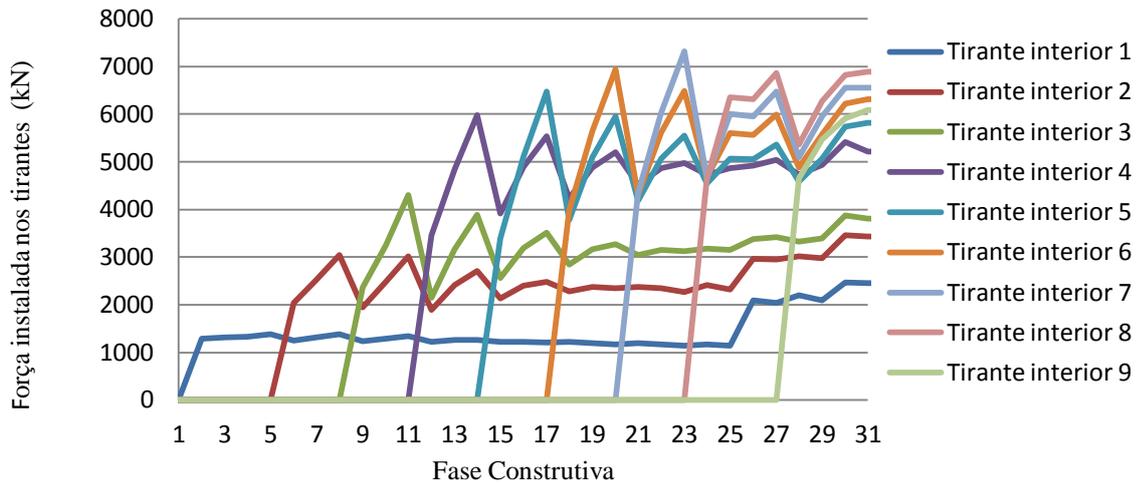


Figura 4.26 – Evolução da força instalada nos tirantes ao longo da fase construtiva.

Observa-se, através da *Figura 4.27*, que o limite máximo admissível de tensão no ELS de $0.45f_{puk}$ é verificado para todos os tirantes, tanto os que ancoram no tramo lateral como os do tramo central.

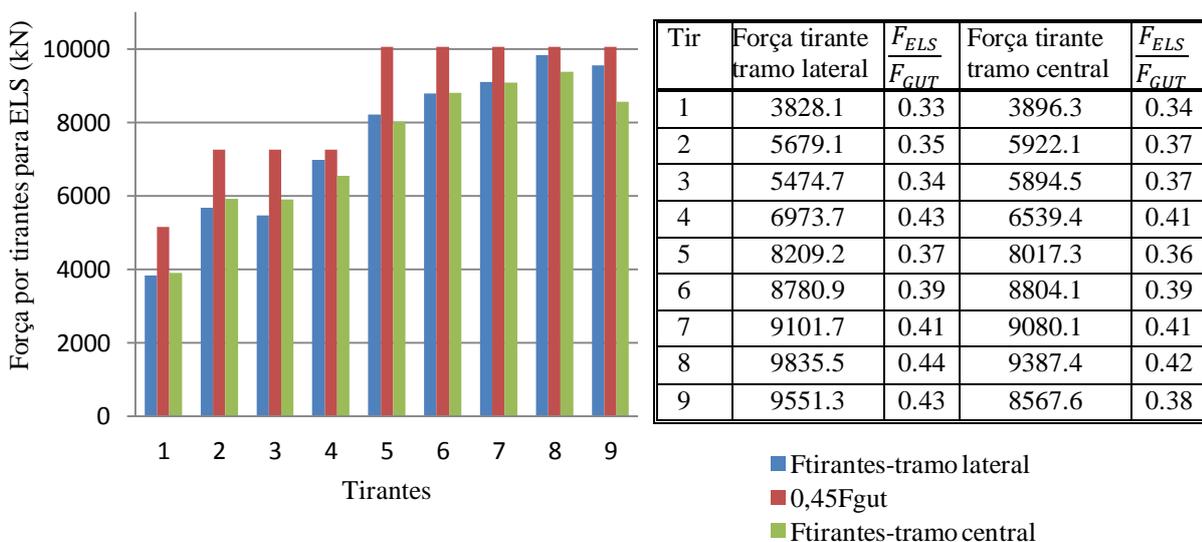


Figura 4.27 – Força nos tirantes para o ELS.

4.4.5 Verificação ao ELU

4.4.5.1 Verificação ao ELU do tabuleiro

O tabuleiro é verificado para o estado limite último de resistência à flexão, obtendo-se a distribuição de momentos flectores para a combinação correspondente (*Figura 4.28*) e adoptando-se uma distribuição de armadura longitudinal adequada às dimensões da secção. Verifica-se que os momentos resistentes nas secções condicionantes no dimensionamento (0.25 vão lateral, secção da torre e meio vão central) são superiores aos momentos flectores apresentados na *Figura 4.28*.

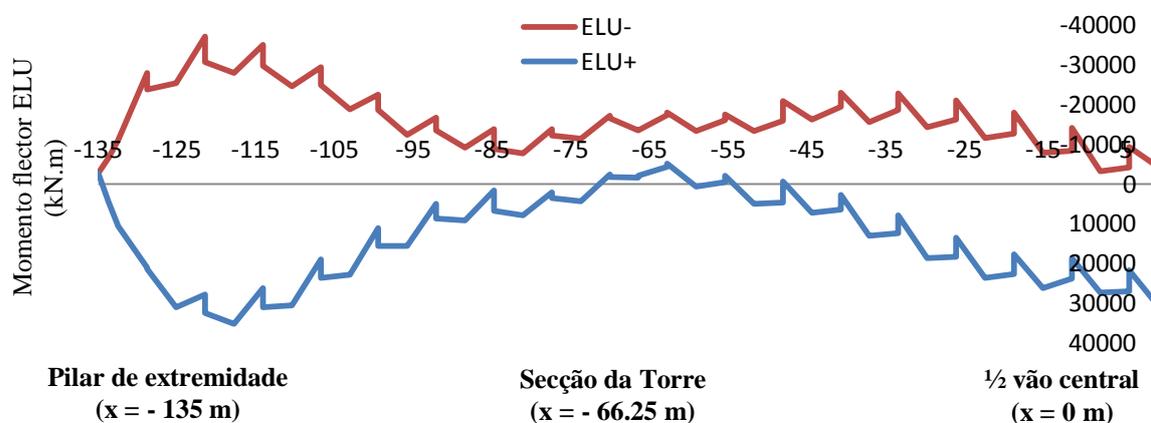


Figura 4.28 – Momento flector máximo e mínimo para a combinação de acções no ELU.

Para determinar o momento flector resistente da secção utiliza-se o “software” de cálculo Response 2000 [4.5], em que se aproxima a secção do tabuleiro a uma secção equivalente em forma de “T”. Adoptam-se duas camadas de armadura distribuída horizontal de $\phi 25//0.10$ na parte superior e inferior das vigas, desprezando a armadura da laje e armadura das faces verticais das vigas, não sendo considerada para a resistência da secção, estando-se do lado da segurança. A secção equivalente é considerada constante para a análise das 3 secções uma vez que as secções do vão lateral e central apresentam a mesma solução de pré-esforço e na secção de apoio o pré-esforço inferior encontra-se à compressão não influenciando o momento resistente. A secção equivalente considerada é representada na *Figura 4.29*, com as respectivas distribuições de armadura e pré-esforço.

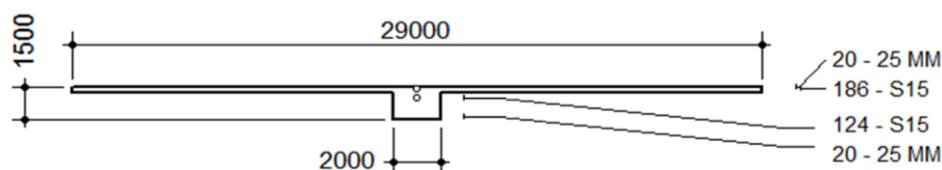


Figura 4.29 – Secção equivalente do tabuleiro.

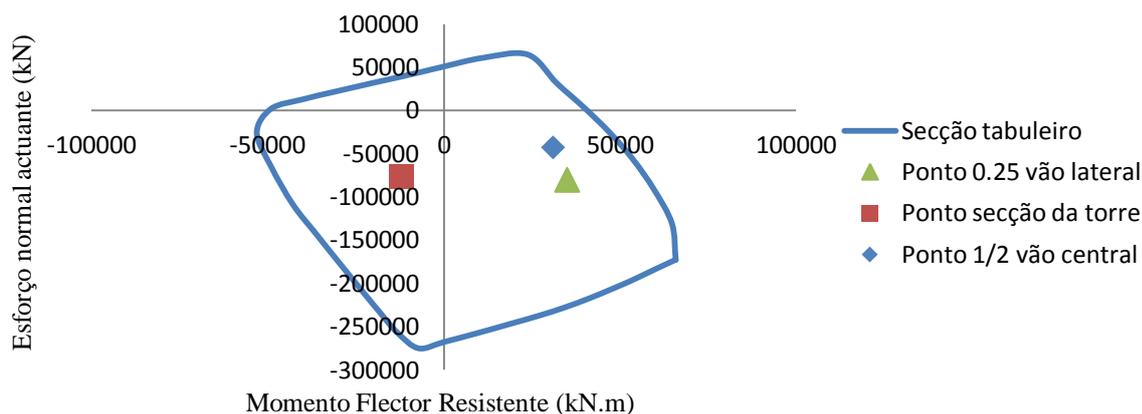


Figura 4.30 – Diagramas de interacção M-N para a secção de vão lateral, torre e vão central.

Sendo os momentos flectores actuantes, representados na *Figura 4.30* pelos 3 pontos, conclui-se que a distribuição de armadura longitudinal adoptada é suficiente para resistir ao ELU de flexão composta do tabuleiro.

4.4.5.2 Verificação ao ELU dos tirantes

Depois de verificado o ELS para os tirantes com uma tensão máxima de $0.45 f_{puk}$, verifica-se o ELU. Para esta combinação, segundo o sub-capítulo 3.7.5, o EC3 indica uma tensão máxima de $0.7 f_{puk}$, o que é verificado conforme se apresenta na *Figura 4.31* [4.4].

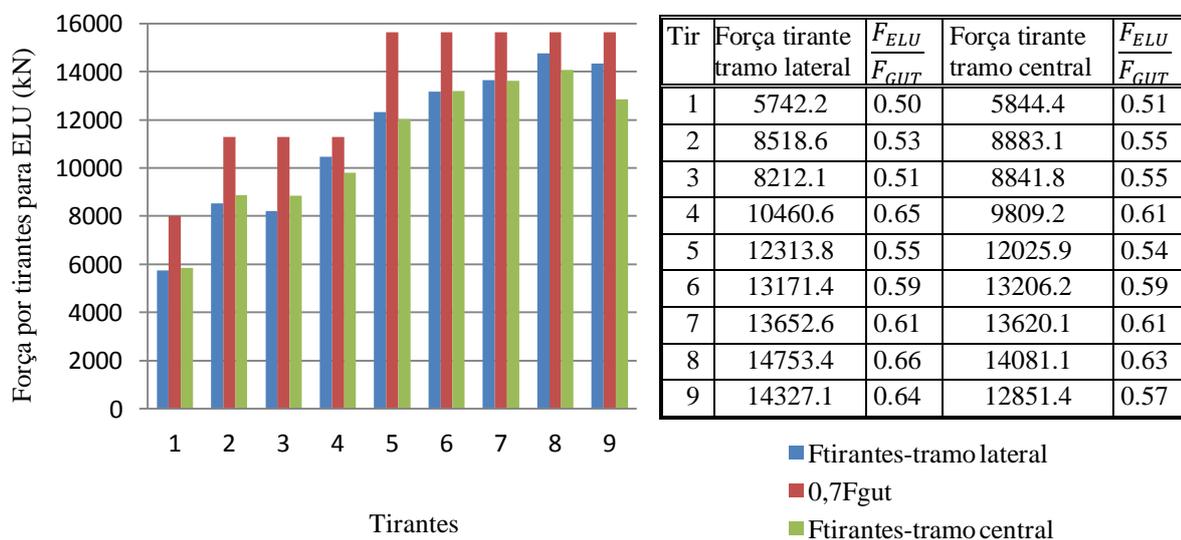


Figura 4.31 – Força nos tirantes para o ELU.

4.5 COMPARAÇÃO ENTRE A PONTE EM VIGA-CAIXÃO, A PONTE EXTRADORSAL E A PONTE ATIRANTADA

Tendo em vista a avaliação da viabilidade de uma solução extradorsal face à solução em viga-caixão construída ou a uma solução atirantada, procede-se à análise comparativa da quantidade de materiais utilizada em cada solução, estima-se os custos dos materiais para cada ponte e aborda-se a estética de cada solução, evidenciando as vantagens de uma solução extradorsal.

4.5.1 Quantidade de Materiais

Nos quadros seguintes são comparadas as quantidades de betão, aço de pré-esforço e armadura utilizadas para cada uma das 3 pontes analisadas neste capítulo: a ponte em viga-caixão, a ponte extradorsal e a ponte atirantada.

Quadro 4.4 – Estimativa do volume de betão utilizado na construção de cada solução.

	Betão [m ³]					
	Tabuleiro		Pilar	Torres	Total	Razão
	Secção	Carlingas				
Ponte Viga-caixão	6106		444	0	6550	0.91
Ponte Extradorsal	6247	391	444	139	7495	1.0
Ponte Atirantada	2646	721	1813		5181	0.72

Quadro 4.5 – Estimativa do peso de aço de pré-esforço utilizado na construção de cada solução.

	Aço de Pré-esforço no tabuleiro [kg]				
	Pré-esforço interior [kg]		Tirantes/pré-esforço exterior ou extradorsal	Total	Razão
	Longitudinal	Transversal			
Ponte Viga-caixão	265650	33554	51542	350746	1.13
Ponte Extradorsal	93022	44504	173042	310569	1.0
Ponte Atirantada	77144	135927	143705	356777	1.15

Quadro 4.6 – Estimativa do peso de aço de armadura utilizado na construção de cada tabuleiro.

	Armadura A500 no tabuleiro [kg]			
	Longitudinal	Transversal	Total	Razão
Ponte Viga-caixão	1056226		1056226	1.74
Ponte Extradorsal	506790	100000	606790	1.0
Ponte Atirantada	500000		500000	0.82

Comparando as quantidades de materiais utilizadas para cada uma das soluções, conclui-se que a solução em viga-caixão utiliza menos 9% de betão que a solução extradorsal e a atirantada menos 28%. A solução extradorsal é a que apresenta menor quantidade de aço de pré-esforço, com a solução em viga-caixão a apresentar mais 13% e a atirantada a apresentar mais 15%. Quanto à utilização de armadura ordinária, esta comparação é muito relativa, uma vez que a armadura transversal das pontes extradorsal e atirantada não é dimensionada sendo adoptado o mesmo índice de armaduras da solução em viga-caixão construída e a armadura longitudinal adoptada é a da secção mais esforçada, efectuando-se algumas dispensas para que a estimativa esteja mais próxima da realidade.

No *Quadro 4.7* são apresentados os coeficientes de quantidade de materiais das 3 soluções estudadas. Seria de esperar que o tabuleiro extradorsal apresentasse uma espessura equivalente inferior à do tabuleiro em viga-caixão, o que não se verifica, mostrando a necessidade de se adoptar uma secção de altura variável de modo a tornar esta solução mais competitiva (ou otimizar algumas das espessuras da secção em caixão adoptada).

Quadro 4.7 – Coeficientes de quantidade de materiais.

	Ponte em Viga-Caixão	Ponte Extradorsal	Ponte Atirantada
Área do tabuleiro [m ²]	7857	7857	7857
Espessura equivalente do tabuleiro [m]	0.78	0.84	0.43
Aço de pré-esforço/volume de betão [kg/m ³]	57	47	106
Aço de pré-esforço/área do tabuleiro [kg/m ²]	45	40	45

Quanto à utilização de aço de pré-esforço, englobando os cabos extradorsais e o pré-esforço interior, verifica-se que a solução extradorsal é bastante mais eficiente que as restantes duas soluções, porventura devido à maior quantidade de betão do tabuleiro. A solução atirantada apresenta um índice de pré-esforço longitudinal muito elevado, devido a duas razões fundamentais: (1) Por um lado, o volume de betão no tabuleiro é muito menor que nas restantes soluções, o que faz aumentar o índice; (2) Por outro lado, foi adoptado um pré-esforço longitudinal em consola relativamente importante, devido à necessidade de garantir a descompressão durante as fases construtivas em consola. Parte deste pré-esforço poderia ser substituído por pré-esforço provisório exterior, apenas durante a construção, o que certamente faria reduzir a quantidade global de pré-esforço longitudinal desta solução.

4.5.2 Comparação de Custos

Neste sub-capítulo faz-se uma estimativa do custo de cada ponte em função dos custos unitários de cada material e as quantidades que cada solução apresenta. No *Quadro 4.8* são apresentados os custos unitários, em Euros, dos materiais utilizados nas 3 soluções.

Quadro 4.8 – Custo unitário dos materiais.

Materiais	Unidades	Custo unitário (Euros)
Betão C40/50	m ³	200
Tirantes	kg	12
Cabos extradorsais	kg	12.6
Pré-esforço longitudinal interior	kg	5
Pré-esforço longitudinal exterior	kg	7.5
Pré-esforço transversal interior	kg	8
Armadura A500	kg	1

Os cabos extradorsais deveriam apresentar um custo unitário inferior aos tirantes, tendo em consideração que utilizam ancoragens correntes, mas tal facto não se verifica uma vez que a tecnologia de tirantes tem sido muito mais vezes utilizada na construção e existem mais empresas a comercializar os seus componentes. Os valores adoptados são indicativos uma vez que podem ocorrer variações em função da localização das obras e de outros factores impossíveis de quantificar na fase de projecto.

No *Quadro 4.9* apresentam-se os custos totais dos materiais utilizados para cada uma das soluções apresentadas, tendo por base o mesmo custo unitário apresentado no *Quadro 4.8*.

Quadro 4.9 – Estimativa de custo de cada solução.

	Betão [m ³]	PE long interior [ton]	PE long exterior [ton]	Tirante [ton]	PE extradorsal [ton]	PE trans [ton]	A500 [ton]	Custo em Euros	Custo em milhões de Euros	Razão
Ponte Viga-caixão	1310000	1328	387	0	0	268	1056	4349473	4.3	0.86
Ponte Extradorsal	1499062	465	0	0	2180	356	607	5107335	5.1	1.00
Ponte Atirantada	1036296	386	0	1725	0	1087	500	4733904	4.7	0.94

A solução extradorsal aparenta ser bastante competitiva face à solução em viga-caixão construída e em relação à solução atirantada, sendo que a ponte construída é apenas 14 % menos onerosa que a solução extradorsal e a solução atirantada é 6% menos onerosa. Esta estimativa não inclui o custo dos processos construtivos, o que pode fazer variar as relações apresentadas.

De salientar que a ponte em viga-caixão construída é um projecto de execução elaborado por uma equipa de engenheiros que teve como principal objectivo otimizar a solução do ponto de vista do custo. Tendo em consideração que a ponte extradorsal e a atirantada são elaboradas no presente trabalho num nível corresponde a um Estudo Prévio, podem ainda ser optimizadas. Na optimização da solução extradorsal deve começar-se por adoptar um tabuleiro de altura variável, reduzindo o volume de betão utilizado no tabuleiro e influenciando consequentemente o custo final da solução.

De salientar também que não foram contabilizados os custos das fundações indirectas e dos maciços de fundação. É expectável que se possa fazer alterações no número de estacas e nas dimensões dos maciços de encabeçamento que, pelo menos na solução atirantada mais leve, podem conduzir a reduções do custo associado à execução das fundações.

4.5.3 Comparação Estética

Por último, faz-se uma análise crítica da estética de cada uma das soluções apresentadas, baseadas em modelos tridimensionais de cada uma das pontes.

Como abordado ao longo desta dissertação, os tabuleiros atirantados possuem em geral uma boa integração na paisagem envolvente, demonstrando a beleza reconhecida por parte da população. Através da utilização dos cabos extradorsais ou tirantes, o Projectista pode deixar a sua marca característica, já que pode adoptar as mais diversas configurações, para contornar os condicionalismos impostos à sua concepção.

Nas figuras seguintes são apresentados modelos tridimensionais das 3 pontes estudadas no Capítulo 4, evidenciando a sua integração com a paisagem envolvente.

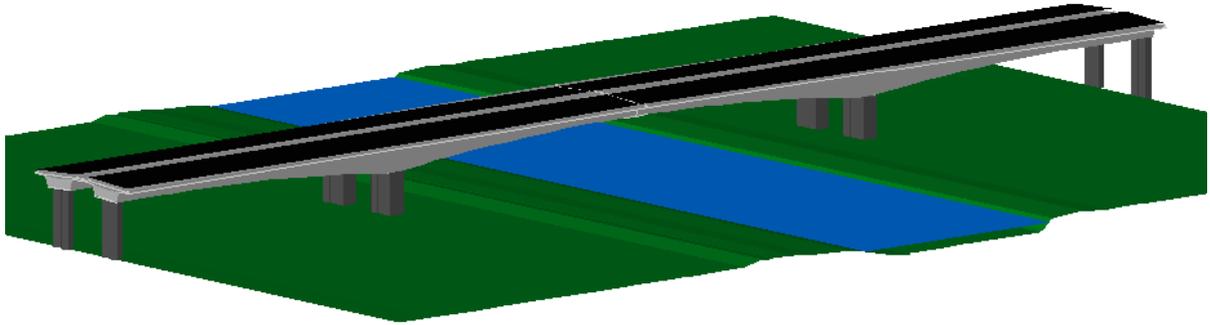


Figura 4.32 – Modelo a 3 dimensões da ponte em viga-caixão.

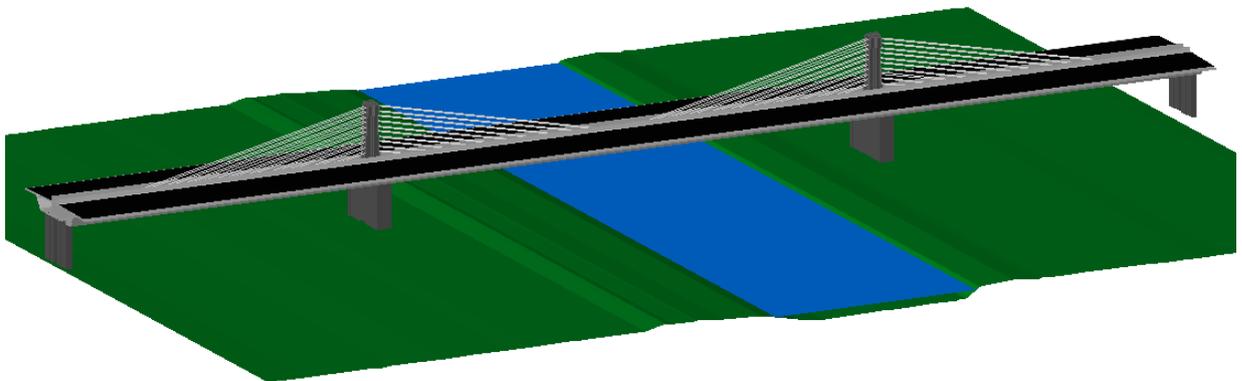


Figura 4.33 – Modelo a 3 dimensões da ponte extradorsal.

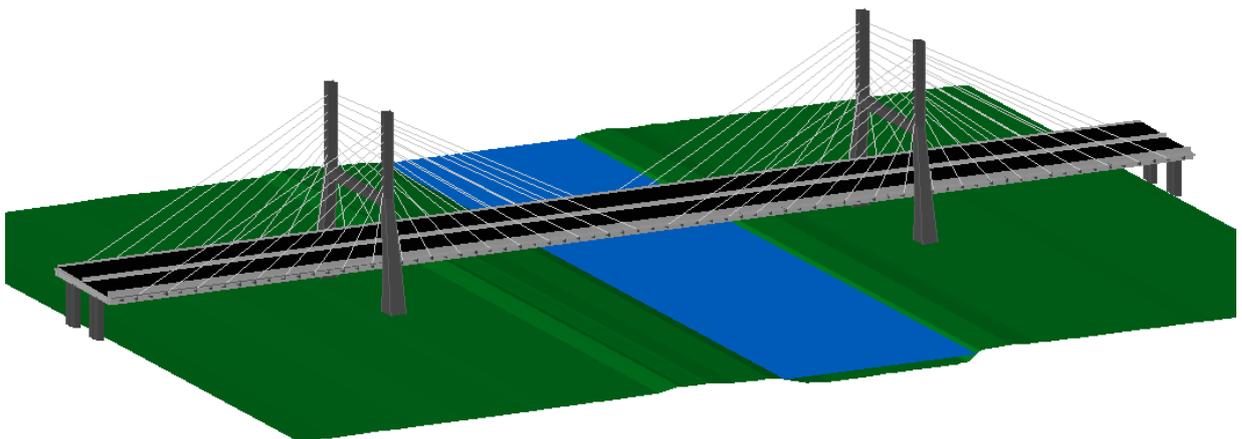


Figura 4.34 – Modelo a 3 dimensões da ponte atirantada.

Nos Desenhos nº 4, 9 e 13 do Anexo A são apresentadas diferentes vistas das 3 pontes, que permitem comparar as soluções de diferentes ângulos.

Apresentam-se de seguida factores que contribuem para a boa integração estética da ponte extradorsal:

- 1) Elimina-se a necessidade de dois planos de tirantes como adoptado na solução de tabuleiro atirantado, o que evita o cruzamento aparente de tirantes que se verifica quando se observa a ponte de viés (*Figura 4.34*);
- 2) Adopta-se uma configuração de suspensão em harpa com um plano central de cabos extradorsais que possibilita uma uniformidade na solução de suspensão do tabuleiro;
- 3) Reduz-se o número e a altura das torres de 25% do vão principal para 10%, o que permite melhor integração na paisagem envolvente, especialmente no caso de uma rasante a pequena altura do terreno;
- 4) A suspensão central possibilita a adopção de um tabuleiro de altura constante de 3.5 m que no seu conjunto é mais esbelto que a solução em viga-caixão e melhor integrado com a solução de tabuleiro dos viadutos de acesso;
- 5) Por fim, no caso de tabuleiros curvos, a solução com pré-esforço extradorsal é possível e possui boa qualidade estética, como o caso da Ponte Sunniberg (*Figura 1.11*) e Ponte Puh (*Figura 2.12*), ao contrário das dificuldades normalmente sentidas ao conceber tabuleiros atirantados curvos.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste último capítulo são apresentadas as conclusões gerais relativamente ao trabalho desenvolvido nos capítulos anteriores, nomeadamente acerca do campo de aplicação da solução extradorsal, à sua concepção e dimensionamento e analisa-se a competitividade da solução comparando-a com os tabuleiros em viga-caixão e atirantado. Por fim, apresentam-se algumas sugestões e possibilidades de desenvolvimento em trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

5.1.1 Tendências das pontes extradorsais

Ao longo do Capítulo 2 são apresentadas 72 pontes extradorsais construídas até ao presente, apresentando vãos principais entre os 66 e os 312 m conjugados com as mais diversas configurações de cabos extradorsais, tipos de suspensão e secções de tabuleiro. As pontes estudadas apresentam uma relação $L_{\text{vão principal}} / h_{\text{tabuleiro}}$ tipicamente de 50 na zona de vão e entre 30 e 35 na zona de apoio, sendo estes valores adoptados para pontes com vãos principais entre 100 e 200 m. Para pontes com vãos maiores, alguns autores têm adoptado esbeltezas superiores, aproximando-as dos valores típicos dos tabuleiros atirantadas com vãos até 275 m, com valores próximos de 100.

5.1.2 Considerações de projecto

No projecto de uma ponte extradorsal é necessário considerar várias cargas, nomeadamente o peso próprio, as restantes cargas permanentes, a sobrecarga rodoviária regulamentar, a variação de temperatura uniforme e diferencial no tabuleiro e a variação de temperatura uniforme entre o tabuleiro e os cabos extradorsais. Uma secção de tabuleiro com suspensão lateral é adequada para tabuleiros de largura até 20 m e suspensão central para casos com dimensão superior, optimizando a quantidade de betão utilizada, mas sendo necessário considerar os elevados momentos torsões criados pelas sobrecargas rodoviárias.

Os cabos extradorsais devem ser de cor clara para evitar grandes variações de temperatura uniforme entre estes e o tabuleiro. O dimensionamento dos cabos extradorsais deve ser realizado para uma tensão no ELS de $0.6 f_{\text{pu,k}}$, com a variação de tensão devido à sobrecarga rodoviária abaixo dos 50 MPa, e de seguida deve verificar-se o ELU e a resistência à fadiga. Esta variação de tensão é influenciada pelo tipo de fixação entre o tabuleiro e os pilares, sendo que a ligação monolítica é vantajosa pelo facto de diminuir as variações de tensão. O tipo de

ligação entre o tabuleiro e os pilares é condicionado pelos efeitos de retracção e fluência, que, caso os pilares sejam curtos, não conseguem acomodar as deformações criadas por estes efeitos.

A metodologia para determinar a força de puxe a aplicar aos cabos extradorsais é em tudo semelhante à utilizada nas pontes atirantadas, destacando-se o método “**redução de deformações**” durante a construção. Não é corrente o retensionamento dos cabos no final da construção para compensar os efeitos das restantes cargas permanentes. Poderá contudo ser vantajoso efectuar um retensionamento durante a vida da estrutura para compensar os efeitos diferidos da retracção e fluência.

5.1.3 Comparação entre uma solução extradorsal, uma viga-caixão e um tabuleiro atirantado

No Capítulo 4 são apresentadas duas soluções com tabuleiro extradorsal e atirantado, comparando estas soluções com a solução em viga-caixão construída. Este estudo comparativo permite concluir que as pontes extradorsais são soluções economicamente competitivas para vãos principais da ordem dos 100-125 m, constituindo uma alternativa atraente esteticamente, já que possibilita a adopção de um tabuleiro mais esbelto que uma solução em viga-caixão e torres mais baixas que uma solução atirantada. Estas pontes constituem uma inovação, que nos últimos anos tem vindo a ganhar importância a nível mundial, pelo seu contributo na área da engenharia de estruturas.

5.2 DESENVOLVIMENTOS EM TRABALHOS FUTUROS

O conceito de pré-esforço extradorsal é relativamente recente e, como tal, são poucos os estudos paramétricos realizados em pontes deste tipo. Desta forma, é importante que sejam realizados mais estudos, analisando factores importantes no comportamento de uma ponte extradorsal, de modo a otimizar esta solução estrutural, tornando-a ainda mais competitiva face às soluções tradicionalmente utilizadas.

Salientam-se, de seguida, alguns pontos que se pensa merecerem reflexão futura:

- Estudar a competitividade de uma solução com secção transversal de altura variável;
- Estudar em detalhe o efeito da variação de temperatura e da retracção e fluência tanto durante a construção como em serviço, e a sua influência nas forças instaladas nos cabos extradorsais;
- Avaliar os potenciais ganhos no dimensionamento das fundações resultantes da adopção de um tabuleiro único com suspensão extradorsal;
- Efectuar análises dinâmicas estudando, o comportamento sísmico de uma ponte extradorsal e a reacção dos cabos extradorsais à acção conjunta do vento e chuva;
- Estudar em detalhe os fenómenos da deformabilidade transversal dos tabuleiros extradorsais com suspensão central.

6 REFERÊNCIAS

REFERÊNCIAS – CAPÍTULO 1

- 1.1 Bergermann, R. and Stathopoulos. (1988). "Design of Evripos Bridge in Greece.". Seminar on Cable-Stayed Bridges, Bangalore, October 3-5. Indian National Group of the International Association of Bridge and Structural Engineering, New Delhi .
- 1.2 Billington, D. (2003). "Christian Menn: Structural Art in Bridges.". The Art of Structural Design: A Swiss Legacy. Princeton University Art Museum, Princeton, New Jersey , 185-192.
- 1.3 Billington, D. and Nazmy, A. (1991). "History and Aesthetics of Cable-Stayed Bridges.". Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(10), Oct. 1991 , 3101-3134.
- 1.4 Bridge World, Odawara Blueway Bridge. (s.d.). Obtido em 23 de Maio de 2011, de <http://bridgeworld.net/bridge/japan/1994/odawara3.jpg>
- 1.5 BridgeMapper, Barton Creek Bridge. (s.d.). Obtido em 27 de Junho de 2011, de http://www.bridgemapper.com/bridge_detail.php?ID=2127
- 1.6 Bruyland, K. (2005). "Parameterstudie van de Optimale Toepassing" tese.
- 1.7 Chio Cho, G. (2000). "Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradado" tese. apresentada a Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona para obtenção de Doutorado, orientado por Angel. C. Aparicio Bengoechea .
- 1.8 Chio Cho, G., and Aparicio Bengoechea, A. (2002). "El Puente Pretensado Extradado. Un Nuevo Tipo Estructural.". Uis Ingenierias , 67 - 73.
- 1.9 Fang, Q. (2004). "Wuhu Doule-Deck Cable-Stayed Bridge.". Structural Engineering International, 14(1) .
- 1.10 Figi, H., Menn, C., Banziger, D. and Bacchetta, A. (1997). "Sunniberg Bridge, Klosters, Switzerland.". Structural Engineering International, 7(1) .
- 1.11 Flick, Wuhu Bridge. (s.d.). Obtido em 13 de Julho de 2011, de <http://www.flickr.com/photos/44847207@N00/3284334632/>
- 1.12 Gee, A.F. (1991). "Concrete fin-back bridge in USA.". Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1. 90 (Feb) , 91-122.
- 1.13 Grison, A. et Tonello, J. (1997). "A 43 - Pont de Saint-Rémy-de-Maurienne (Savoie) - Un parti original : la précontrainte extradossée.". Travaux, 733, 16-20.
- 1.14 Highest Bridges, Socorridos Bridge. (s.d.). Obtido em 23 de Maio de 2011, de http://highestbridges.com/wiki/index.php?title=Socorridos_Bridge
- 1.15 Highest Bridges, Ganter Bridge. (s.d.). Obtido em 1 de Julho de 2011, de http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Ganter_Bridge
- 1.16 Hirano, M., Ikeda, H., Kasuga, A. and Komatsu, H. (1999). "Composite Extradosed Bridge.". fib Symposium 1999: Structural Concrete - The Bridge between People, Prague .
- 1.17 Holmberg, M. (2010). "Barton Creek Bridge". Structure Magazine, July 2010 (20-21) .
- 1.18 Honigmann, C. and Billington, D. (2003). "Conceptual Design for the Sunniberg Bridge.". Journal of Bridge Engineering, 8(3) .
- 1.19 Kasuga, A. (2006). "Extradosed bridges in Japan.". Structural Concrete, 7(3) , 91-103.
- 1.20 Kato, T., Norio, T., Fukunaga, Y. and Uehira, Y. (2001). "Design and Construction of Extradosed Bridge - Miyakodagawa Bridge - in the New Tomei Expressway.". Cable-Supported Bridges - Challenging Technical Limits, IABSE Conference, Seoul 2001. Korean Group of IABSE and Korea Highway Corporation .
- 1.21 Komiya, M. (1999). "Characteristics and Design of PC Bridges with Large Eccentric Cables.". Extradosed Bridge Technology in Japan and the New Pearl Harbor Memorial Bridge. Federal Highway Administration / U.S. Department of Transportation and The Connecticut Department of Transportation, Washington, DC , 55-80.
- 1.22 Mathivat, J. (1988). "Recent developments in prestressed concrete bridges.". FIP Notes, 1988(2) , 15-21.

- 1.23 Mathivat, J. (1987). "L'évolution récente des ponts en béton précontraint." Festschrift Christian Menn zum 60 Geburtstag, ETH Zurich .
- 1.24 Menn, C. (1991). "An approach to bridge design." Engineering Structures, 13(2) .
- 1.25 Menn, C. (1987). "Consistent Design and New Systems for Concrete Bridges." International Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, Thailand , 833-840.
- 1.26 Ogawa, A. and Kasuga, A. (1998). "Extradosed bridges in Japan." FIP Notes, 1998(2).
- 1.27 Reis, A. and Pereira, A. (1994). "Socorridos Bridge: A Cable-Panel Stayed Concept." International conference A.I.P.C.--F.I.P.: ponts suspendus et à haubans : cable-stayed and suspension bridges. Deauville, October 12-15 , 343-350.
- 1.28 Santos, D. M. dos. (2006). "Comportamento estrutural de pontes com protensão no extradorso" tese. apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do grau de Mestre .
- 1.29 SETRA. (2001). Haubans - Recommendations de la commission interministérielle de la précontrainte. Service d'études techniques des routes et autoroutes .
- 1.30 Structurae, Pont Saint-Rémy-de-Maurienne. (s.d.). Obtido de <http://en.structurae.de/structures/data/photos.cfm?id=s0002310>
- 1.31 Structurae, Socorridos Bridge. (s.d.). Obtido em 3 de Março de 2011, de <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0002309>
- 1.32 Virlogeux, M. (2002c). "Design and Designers." Proceedings of the 1st fib Congress: Concrete Structures for the 21st Century, Osaka, Japan .
- 1.33 Virlogeux, M. (1999). "Recent Evolution of Cable-Stayed Bridges." Engineering Structures, 21 , 737-755..
- 1.34 Zenitaka, Yashiro Bridge. (s.d.). Obtido de http://www.zenitaka.co.jp/english/works2_04.html

REFERÊNCIAS – CAPÍTULO 2

- 2.1 Baumann, K. and Däniker, J. (1999). "Suniberg Bridge, Klosters, Switzerland." Cable-Stayed Bridges - Past, Present and Future, IABSE Conference. Malmö, Sweden, 2-4 June .
- 2.2 Becze, J. and Barta, J. (2006). "Korong Prestressed Extradosed Bridge." Structural Engineering International, 16(1) , 28-30.
- 2.3 Bergman, D., Radojevic, D. and Ibrahim, H. (2007). "Design of the Golden Ears Bridge." Improving Infrastructure Worldwide, IABSE Symposium, Weimar, September 19-21 .
- 2.4 Binns, J. (2005). "Extradosed Bridge Distinguishes Tollway Project in India." Civil Engineering , 75.
- 2.5 Boudot, E., Bonnefous, V. and Charlon, P. (2007). "L'ouvrage d'art exceptionnel de franchissement de la ravine des Trois Bassins à la Réunion." Travaux, 839.
- 2.6 Bridge World, Odawara Blueway Bridge. (s.d.). Obtido em 23 de Maio de 2011, de <http://bridgeworld.net/bridge/japan/1994/odawara3.jpg>
- 2.7 Casteleyn, P. (1999). "Le 'kisosansen project' au japon - Deux viaducs sur les rivières Ibi et Kiso." Travaux, 749 , 75-80.
- 2.8 Chio Cho, G., and Aparicio Bengoechea, A. (2002). "El Puente Pretensado Extradosado. Un Nuevo Tipo Estructural." Uis Ingenierias , 67 - 73.
- 2.9 Consulting Engineering Services and PB Asia. (2009). Second Vivekananda Bridge Tollway, Kolkata, India. International Bridge Technologies, Inc.
- 2.10 Dienvidu Tilts. (2010). Riga's Southern Bridge. Obtido em 17 de Maio de 2011, de http://www.dienvidutirts.lv/index.php?lang_id=2
- 2.11 Duc Hai, N., Kasuga, A., Mutsuyoshim, H. (2010). Recent technology of prestressed concrete bridges in Japan, IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-II, August 8-10, 2010, Dhaka, Bangladesh.
- 2.12 Dywidag - Systems International Canada Ltd. (2006). Obtido em 19 de Março de 2011, de DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems: <http://www.dsicanada.ca/en/downloads/brochures-canada.html>

- 2.13 Fang, Q. (2004). "Wuhu Double-Deck Cable-Stayed Bridge." *Structural Engineering International*, 14(1) .
- 2.14 Figi, H., Menn, C., Banziger, D. and Bacchetta, A. (1997). "Sunniberg Bridge, Klosters, Switzerland." *Structural Engineering International*, 7(1) .
- 2.15 Flick, Wuhu Bridge. (s.d.). Obtido em 13 de Julho de 2011, de <http://www.flickr.com/photos/44847207@N00/3284334632/>
- 2.16 Frappart, J. (2005). "L'ouvrage d'art exceptionnel de franchissement de la ravine des Trois Bassins - Un pont en béton à précontrainte extradossée." *Travaux*, 823.
- 2.17 Gee, A.F. (1991). "Concrete fin-back bridge in USA." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1*. 90 (Feb) , 91-122.
- 2.18 Griezic, A., Scollard, C. and Bergman, D. (2006). "Design of the Canada Line Extradosed Transit Bridge." 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Montreal, Canada.
- 2.19 Grison, A. et Tonello, J. (1997). "A 43 - Pont de Saint-Rémy-de-Maurienne (Savoie) - Un parti original : la précontrainte extradossée." *Travaux*, 733, 16-20.
- 2.20 Hasegawa, M., Kawabe, T., Kibe, H., Nunoshita, H., . (2003). DESIGN OF THE YUKISAWA-OHASHI BRIDGE AND EXPERIMENTAL FUNCTION TEST OF ITS SADDLE SYSTEMS. Advanced design and construction of prestressed concrete structures, Proceedings of the 1st fib Congress .
- 2.21 Highest bridges, Tokunoyamahattoku Bridge. (s.d.). Obtido em 2 de Junho de 2011, de http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Tokunoyamahattoku_Bridge
- 2.22 Hirano, M., Ikeda, H., Kasuga, A. and Komatsu, H. (1999). "Composite Extradosed Bridge." *fib Symposium 1999: Structural Concrete - The Bridge between People*, Prague .
- 2.23 Holmberg, M. (2010). "Barton Creek Bridge". *Structure Magazine*, July 2010 (20-21) .
- 2.24 Honigmann, C. and Billington, D. (2003). "Conceptual Design for the Sunniberg Bridge." *Journal of Bridge Engineering*, 8(3) .
- 2.25 Ishii, M. (2006). "SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES EXTRADORSO" teste. apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do grau de Mestre .
- 2.26 Jaques, J.A.L. and Fort, J.R. (2005). "Puente sobre el río Deba (Autopista Vitoria - Eibar)." *Revista de Obras Públicas*, 3459, 71-74.
- 2.27 Kalny, M - PONTEX Consulting Engineers Ltd. (s.d.). Nymburk Bypass Bridge. Obtido em 2 de Julho de 2011, de http://www.lusas.com/case/bridge/river_labe_nymburk.html
- 2.28 Kasuga, A. (2006). "Extradosed bridges in Japan." *Structural Concrete*, 7(3) , 91-103.
- 2.29 Kasuga, A. (2002). Construction of Extradosed Bridges in Japan, Kuala Lumpur.
- 2.30 Kato, T., Norio, T., Fukunaga, Y. and Uehira, Y. (2001). "Design and Construction of Extradosed Bridge - Miyakodagawa Bridge - in the New Tomei Expressway." *Cable-Supported Bridges - Challenging Technical Limits*, IABSE Conference, Seoul 2001. Korean Group of IABSE and Korea Highway Corporation.
- 2.31 Kikuchi, H., Monichiro, T. and Nakamura, T. (2002). "Construction of the Lao-Nippon Bridge over the Mekong in Laos." *Proceedings of the 1st fib Congress: Concrete Structures for the 21st Century*, Osaka, Japan.
- 2.32 Kutsuna, Y., Kasuga, A. and Morohashi, A. (2002). "Non-linear Behavior of the Ibi River Bridge under Ultimate Loads." *Proceedings of the 1st fib Congress: Concrete Structures for the 21st Century*, Osaka, Japan .
- 2.33 Markelj, V. (2010). The First Extradosed Bridge in Slovenia. *Structural Engineering International* 4/2010 .
- 2.34 Masterson, I. (2006). "Slender Solution." *Bridge Design & Engineering*, 43, 28.
- 2.35 Mathivat, J. (1988). "Recent developments in prestressed concrete bridges." *FIP Notes*, 1988(2) , 15-21.
- 2.36 Mathivat, J. (1987). "L'évolution récente des ponts en béton précontraint." *Festschrift Christian Menn zum 60 Geburtstag*, ETH Zurich .
- 2.37 Menn, C. (1991). "An approach to bridge design." *Engineering Structures*, 13(2) .

- 2.38 Mermigas, K. (2008). *"Behaviour and Design of Extradosed Bridges" tese. apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Toronto para obtenção do grau de mestre em ciências aplicadas.*
- 2.39 Mutsuyoshi, H. and Witchukreangkrai, E. (2004). "Recent Techniques and Durablity Design for Prestressd Concrete Bridges in Japan." The First T.Y. Lin Forum, pp. 13-28. <<http://www.eit.or.th/article/data/01010002.pdf>> (May 15, 2008).
- 2.40 Nishimura, M., Mochizuki, H., Iizuka, Y. and Akiyama, T. (2002). "Design and Construction of Santanigawa Bridge - PC Extradosed-type Bridge." Proceedings of the 1st fib Congress: Concrete Structures for the 21st Century, Osaka, Japan.
- 2.41 Niveen Hashash and Dr. Mohammad Waheeb. (2002). King Hussein Bridge layout/new.
- 2.42 Ogawa, A. and Kasuga, A. (1998). "Extradosed bridges in Japan." FIP Notes, 1998(2).
- 2.43 Oshimi, H., Nobuyuki, S., Kashiwamura, T. and Ichiro, O. (2002). "Design and Construction of the Japan Palau Friendship Bridge." Proceedings of the 1st fib Congress: Concrete Structures for the 21st Century, Osaka, Japan.
- 2.44 OVM Stay Cables System. (2007).
- 2.45 Panoramio, Tokunoyama Hattoku bashi. (s.d.). Obtido em 3 de Junho de 2011, de <http://www.panoramio.com/photo/42780975>
- 2.46 pbworld, Second Vivkenanda Bridge. (s.d.). Obtido em 27 de Maio de 2011, de <http://www.pbworld.com/images/projects/secondvivkenanda.jpg>
- 2.47 Ponte da Catumbela. (2009). Obtido em 13 de Julho de 2011, de <http://pontedacatumbela.blogspot.com/>
- 2.48 Reditelstvi Silnic a Dalnic Cr. (s.d.). Nymburk finished the construction of the first part of the by-pass. Obtido em 2 de Julho de 2011, de <http://www.rsd.cz/doc/Road-projects/nymburk-finished-the-construction-of-the-first-part-of-the-bypass>
- 2.49 Reis, A., Pereira, A., Pedro, J. and Sousa, D. (1999). "Cable-Stayed Bridges for Urban Spaces." Cable-Stayed Bridges - Past, Present and Future, IABSE Conference. Malmö, Sweden, 2-4 June .
- 2.50 Sobrino, J. (2010). Trillizos Bridges (The Triplets) in La Paz, Bolivia. 34TH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, VENICE, 2010 .
- 2.51 Stroh, S., Stark, W. and Chilstrom, J. (2003). "First of Its Kind." Civil Engineering, 73(8), 54-87.
- 2.52 Structurae, Cho-Rack Bridge. (s.d.). Obtido em 26 de Maio de 2011, de <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0016822>
- 2.53 Structurae, Domovinski Bridge. (s.d.). Obtido em 11 de Maio de 2011, de <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0019985>
- 2.54 Structurae, Gum-Ga Grand Bridge. (s.d.). Obtido em 12 de Junho de 2011, de <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0007328>
- 2.55 Structurae, Kack-Hwa bridge. (s.d.). Obtido em 11 de Maio de 2011, de <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0016823>
- 2.56 Structurae, Pont Saint-Rémy-de-Maurienne. (s.d.). Obtido de <http://en.structurae.de/structures/data/photos.cfm?id=s0002310>
- 2.57 Structurae, Považská Bystrica D1 Motorway Viaduct. (s.d.). Obtido em 20 de Julho de 2011, de <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0048982>
- 2.58 Structurae, Pyung-Yeo 2 Yeosu Bridge. (s.d.). Obtido em 6 de Junho de 2011, de <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0007327>
- 2.59 Structurae, Socorridos Bridge. (s.d.). Obtido em 3 de Março de 2011, de <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0002309>
- 2.60 Sumida, T., Makita, J., Arai, H. and Saito, K. (2002). "Rebar cage application to cast-in-place cantilever box girder, Hozu Bridge." Proceedings of the 1st fib Congress: Concrete Structures for the 21st Century, Osaka, Japan.
- 2.61 Tomita, M., Tei, K. and Suda, T. (1999). "Shin-Karato Bridge in Kobe, Japan." Structural Engineering International, 9(2), 109-110.
- 2.62 Trauner, L. (s.d.). THE PUCH'S BRIDGE IN PTUJ. Faculty of Civil Engineering University of Maribor .

- 2.63 Trimboth, K. (2006). "Hybrid Extradosed Bridge Under Way in British Columbia." *Civil Engineering*, 76(2), 28-30.
- 2.64 Virlogeux, M. (2002a). "New trends in prestressed concrete bridges." *Structural Concrete*, 3(2) .
- 2.65 Virlogeux, M. (1999). "Recent Evolution of Cable-Stayed Bridges." *Engineering Structures*, 21 , 737-755.
- 2.66 Vogel, T. and Marti, P. (1997). Christian Menn - Brückenbauer. Birkhäuser Verlag, Basel, Switzerland.
- 2.67 wikipedia, Second Thai-Lao Friendship Bridge. (s.d.). Obtido em Maio de 12 de 2001, de http://en.wikipedia.org/wiki/Second_Thai%E2%80%93Lao_Friendship_Bridge
- 2.68 Yamazaki, J. (2006). The Scheme and Its Management of Autonomous Public Authority in Realizing Innovations onto Expressway Bridges, Nihon University, Tokyo, Japan.
- 2.69 Zenitaka, Yashiro Bridge. (s.d.). Obtido de http://www.zenitaka.co.jp/english/works2_04.html
- 2.70 Zenitaka (2011). Extradosed Prestressed Concrete Bridge with High-Strength Concrete, Japan – Yumekake Bridge, *Structural Engineering International* 3/2011, Tokyo, Japan.

REFERÊNCIAS – CAPÍTULO 3

- 3.1 Balić, M. and Veverka, R. (1999). "Domovinski Bridge over the River Sava in Zagreb." *fib Symposium 1999: Structural Concrete - The Bridge between People, Prague* .
- 3.2 Casteleyn, P. (1999). "Le 'kisosansen project' au japon - Deux viaducs sur les rivières Ibi et Kiso." *Travaux*, 749 , 75-80.
- 3.3 CEN: European Committee for Standardization. (2003). "*Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*" - EN 1991-2:2003 CEN, Brussels, Belgium.
- 3.4 CEN: European Committee for Standardization. (1996). "*Eurocode 2 - Design of Concrete Structures - Part 2: Concrete Bridges*" - ENV 1992-2.
- 3.5 CEN: European Committee for Standardization. (2005). "*Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: Design of structures with tension components*" - prEN 1993-1-11.
- 3.6 Chen, D.W., Au, F.T.K., Tham, L.G. and Lee, P.K.K. (1999). "Determination of initial cable forces in prestressed concrete cable-stayed bridges for given design deck profiles using the force equilibrium method". *Cable-Stayed Bridges - Past, Present and Future, IABSE Conference. Malmö, Sweden, 2-4 June*.
- 3.7 Chio Cho, G. (2000). "Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradosado" tese. *apresentada a Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona para obtenção de Doutoramento, orientado por Angel. C. Aparicio Bengoechea* .
- 3.8 Cruz, J. S. N. D. – "Controlo da fase construtiva de pontes atirantadas" – Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico. Lisboa, Agosto 1997.
- 3.9 Dempsey, T. (s.d.). Cable Stayed Bridges, Non-Linear Effects. *Roughan & O'Donovan - Consulting Engineers* .
- 3.10 Dywidag - Systems International Canada Ltd. (2006). Obtido em 19 de Março de 2011, de DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems: <http://www.dsicanada.ca/en/downloads/brochures-canada.html>
- 3.11 fib. (2005). *fib Bulletin 30 - Acceptance of stay cable systems using prestressing steels, Recommendation prepared by Task Group 9.2, Stay cable systems. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland*.
- 3.12 Frappart, J. (2005). "L'ouvrage d'art exceptionnel de franchissement de la ravine des Trois Bassins - Un pont en béton à précontrainte extradossée." *Travaux*, 823.
- 3.13 Gimsing, N. (1997). *Cable Supported Bridges - Concept and Design*, 2nd ed., John Wiley & Sons, Chichester, UK.
- 3.14 Grison, A. et Tonello, J. (1997). "A 43 - Pont de Saint-Rémy-de-Maurienne (Savoie) - Un parti original : la précontrainte extradossée." *Travaux*, 733, 16-20.

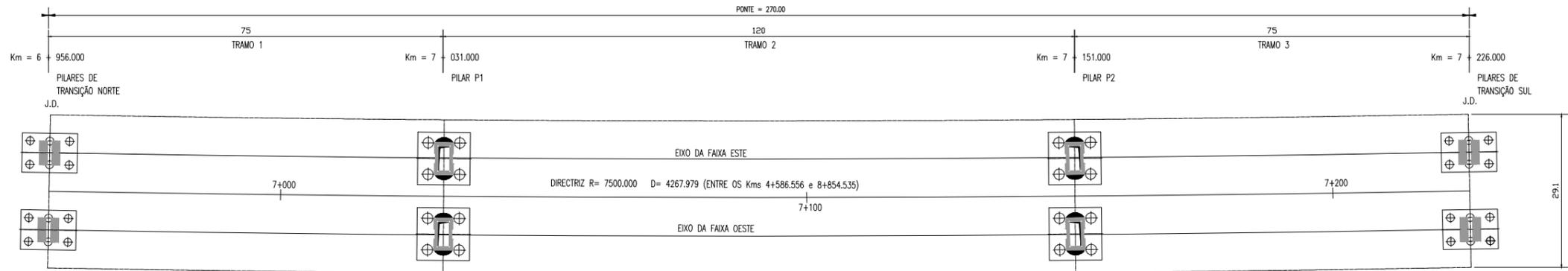
- 3.15 Honigmann, C. and Billington, D. (2003). "Conceptual Design for the Sunniberg Bridge." *Journal of Bridge Engineering*, 8(3) .
- 3.16 Kasuga, A. (2003). "Extradosed Bridges in Japan." *Role of Concrete Bridges In Sustainable Development, Proceedings of the International Symposium dedicated to Professor Jiri Strasky, University of Dundee, Scotland* , 17-30.
- 3.17 Kasuga, A. (2006). "Extradosed bridges in Japan." *Structural Concrete*, 7(3) , 91-103.
- 3.18 Kasuga, A. (2002). Construction of Extradosed Bridges in Japan, Kuala Lumpur.
- 3.19 Komiya, M. (1999). "Characteristics and Design of PC Bridges with Large Eccentric Cables." *Extradosed Bridge Technology in Japan and the New Pearl Harbor Memorial Bridge. Federal Highway Administration / U.S. Department of Transportation and The Connecticut Department of Transportation, Washington, DC* , 55-80.
- 3.20 LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (2009). *NP EN 1990, Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas. Lisboa, Portugal.*
- 3.21 LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (2009). *NP EN 1991-1-5, Eurocódigo 1 - Acções em estruturas Parte 1-5: Acções gerais, Acções Térmicas. Lisboa, Portugal.*
- 3.22 Mathivat, J. (1988). "Recent developments in prestressed concrete bridges." *FIP Notes*, 1988(2) , 15-21.
- 3.23 Menn, C. (1990). "Prestressed Concrete Bridges". *Birkhäuser Verlag, Basel, Switzerland* .
- 3.24 Menn, C. (1991). "An approach to bridge design." *Engineering Structures*, 13(2) .
- 3.25 Mermigas, K. (2008). "Behaviour and Design of Extradosed Bridges" tese. apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Toronto para obtenção do grau de mestre em ciências aplicadas.
- 3.26 Ogawa, A. and Kasuga, A. (1998). "Extradosed bridges in Japan." *FIP Notes*, 1998(2).
- 3.27 Pedro, J. J. O. (2010). *Pontes de Tirantes – Conceção, Dimensionamento e Construção. Documentos de apoio à Disciplina de Pontes de Tirantes do D.F.A. em Engenharia de Estruturas, Junho de 2010.*
- 3.28 Post-Tensioning Institute (PTI). (2001). *PTI Guide Specification: Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation.*
- 3.29 Reis, A.J. (2006). *Folhas da Disciplina de Pontes.*
- 3.30 SETRA. (2001). *Haubans - Recommendations de la commission interministérielle de la précontrainte. Service d'études techniques des routes et autoroutes* .
- 3.31 SETRA. (2007). *Prestressed concrete bridges built using the cantilever method - design guide (English translation of "Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs" published in 2003). Service d'études techniques des routes et autoroutes.*
- 3.32 Stroh, S., Stark, W. and Chilstrom, J. (2003). "First of Its Kind." *Civil Engineering*, 73(8), 54-87.
- 3.33 Tang, Man-Chung. (2007). "Rethinking Bridge Design: A New Configuration." *Civil Engineering*, 77(7), 38-45.
- 3.34 Troitsky, M.S. (1988). *Cable-Stayed Bridges: Theory and Design*, 2nd ed. BSP Professional Books, Oxford.
- 3.35 Virlogeux, M. (1999). "Recent Evolution of Cable-Stayed Bridges." *Engineering Structures*, 21 , 737-755.
- 3.36 Walther, R., Houriet, B., Isler, W., Moia, P. and Klein, J. (1999). *Cable Stayed Bridges (2nd Edition). Thomas Telford Publishing, London.*

REFERÊNCIAS – CAPÍTULO 4

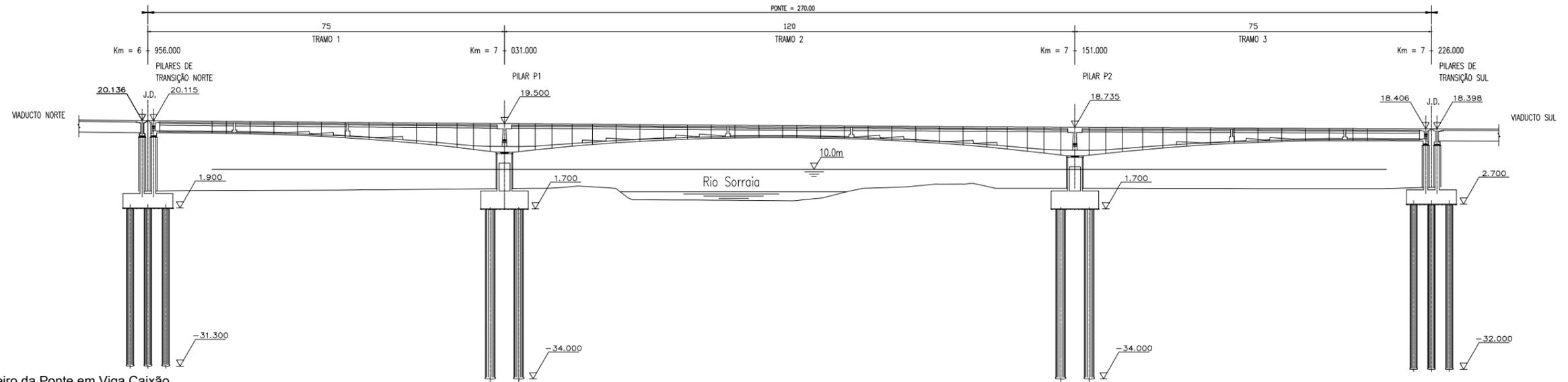
- 4.1 Appleton, J., Marchão, C. (2010). Estruturas de Betão II - Folhas de Apoio às Aulas.
- 4.2 CEN: European Committee for Standardization. (2003). "Eurocode 0 - Basis of Structural Design, prAnnex A2".
- 4.3 CEN: European Committee for Standardization. (2003). "Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges" - EN 1991-2:2003 CEN, Brussels, Belgium.
- 4.4 CEN: European Committee for Standardization. (2005). "Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components" - prEN 1993-1-11.
- 4.5 Evan, C. (2000). Response-2000 - Reinforced Concrete Sectional Analysis using the Modified Compression Field Theory. University of Toronto .
- 4.6 GRID - Consultas, Estudos e Projectos de Engenharia SA. (2003). A13 - Auto-Estrada Almeirim / Marateca Ponte Sobre o Rio Sorraia, Projecto de Execução.
- 4.7 Menn, C. (1990). "Prestressed Concrete Bridges". Birkhäuser Verlag, Basel, Switzerland .
- 4.8 Pedro, J. J. O. (2010). *Pontes de Tirantes – Conceção, Dimensionamento e Construção. Documentos de apoio à Disciplina de Pontes de Tirantes do D.F.A. em Engenharia de Estruturas, Junho de 2010.*
- 4.9 Reis, A.J. (2006). Folhas da Disciplina de Pontes.
- 4.10 RSA. (1983). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Diário da República .
- 4.11 VSL Construction Systems. (s.d.). Post-Tensioning, Stay Cables, Ground Anchors.

ANEXO A: PEÇAS DESENHADAS

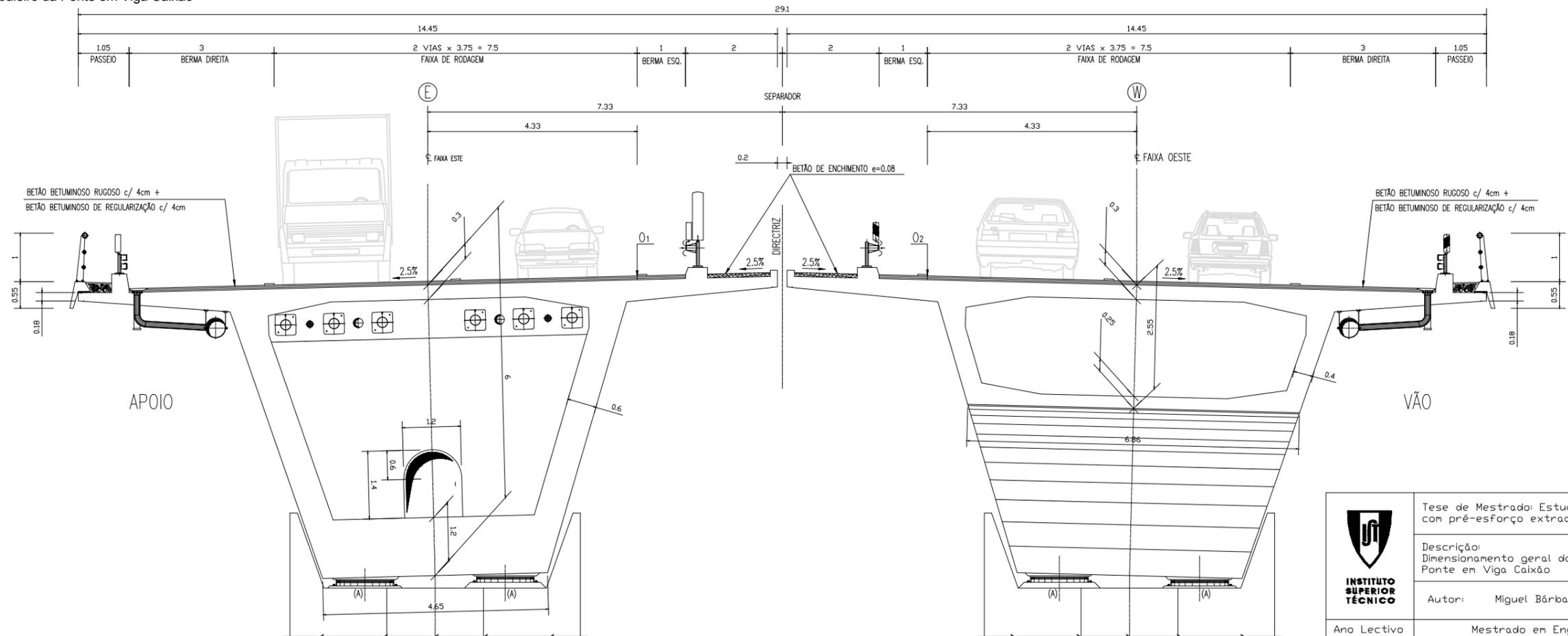
Planta da Ponte em Viga Caixaão
Escala 1:1000



Alçado da Ponte em Viga Caixaão
Escala 1:1000



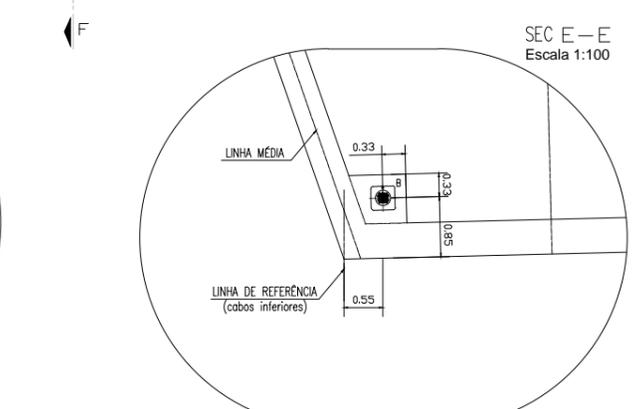
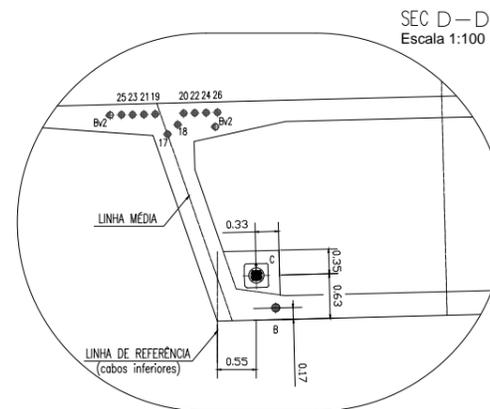
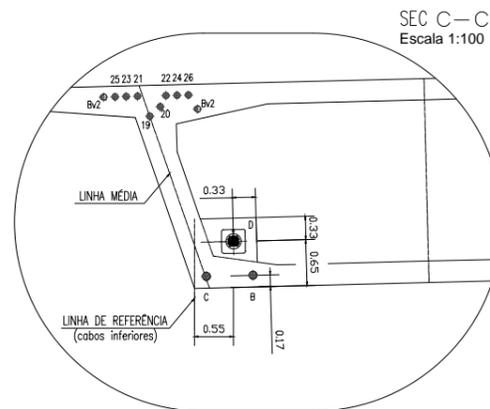
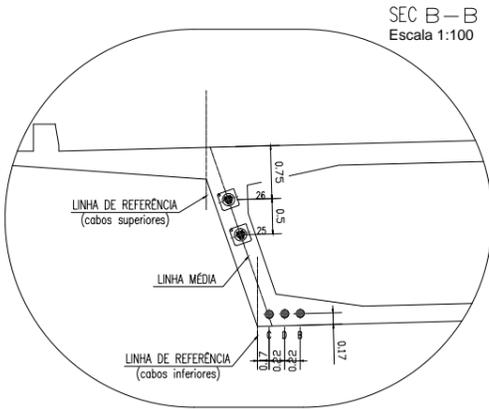
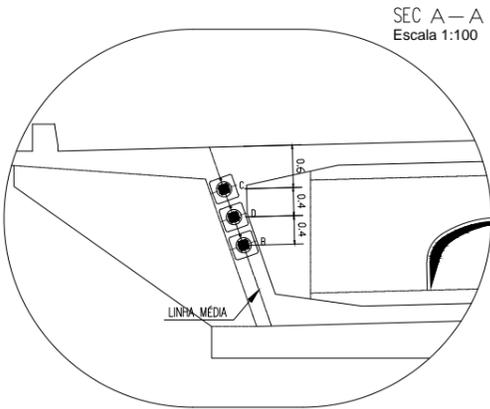
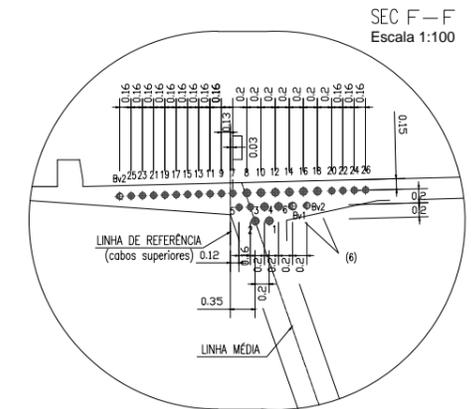
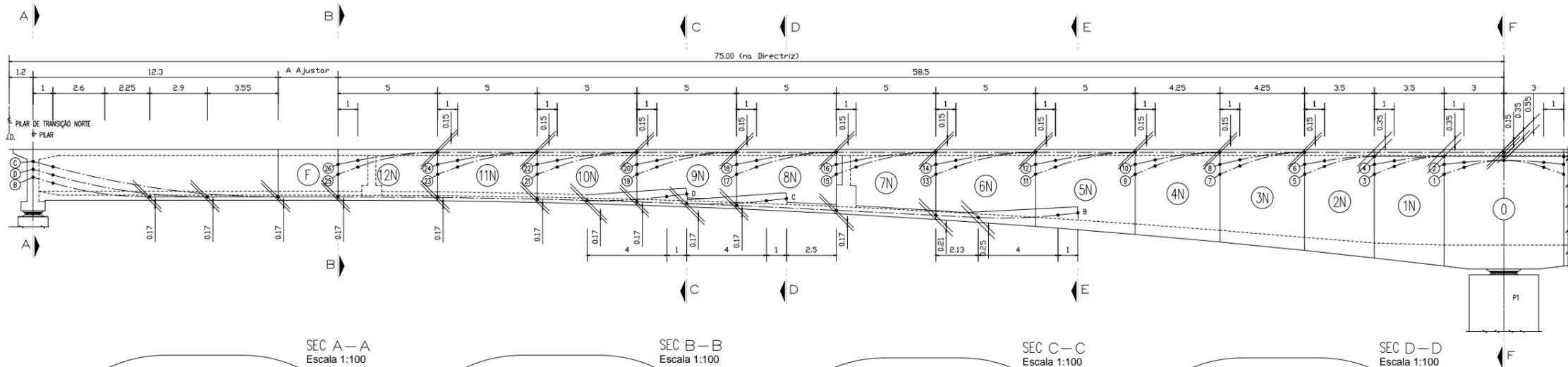
Secção do tabuleiro da Ponte em Viga Caixaão
Escala 1:100



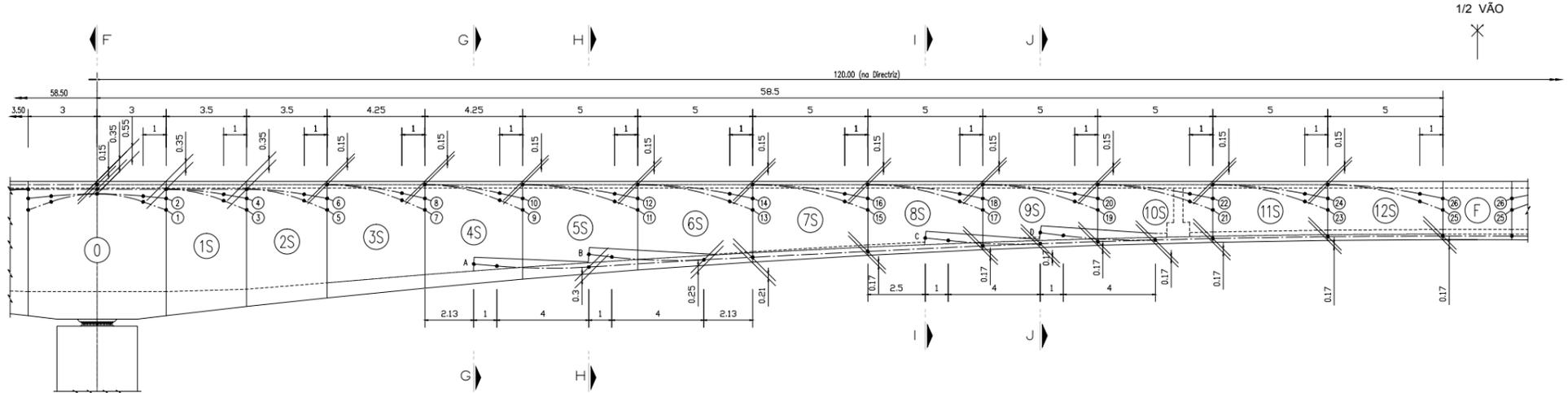
Desenho adaptado do projecto de execução GRID, SA

 INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO	Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal	Desenho N.º:
	Descrição: Dimensionamento geral da Ponte em Viga Caixaão	1
	Autor: Miguel Bárbara N.º 58637	Unidades [m]
Ano Lectivo 2010/2011	Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas	

Corte Longitudinal do Tramo 1 da Ponte em Viga Caixaõ
Escala 1:250



Corte Longitudinal do Tramo 2 da Ponte em Viga Caixaõ
Escala 1:250



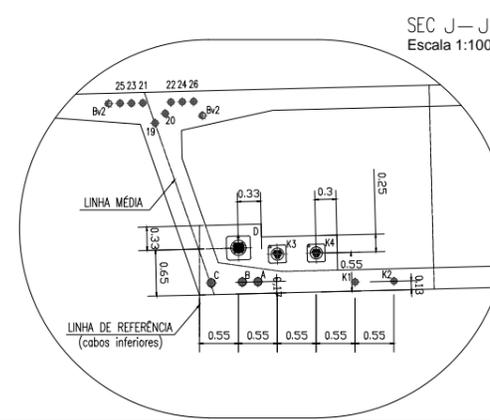
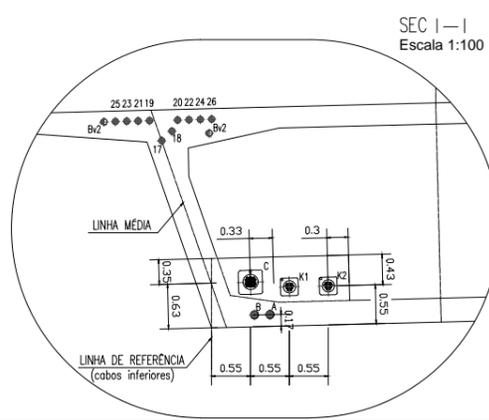
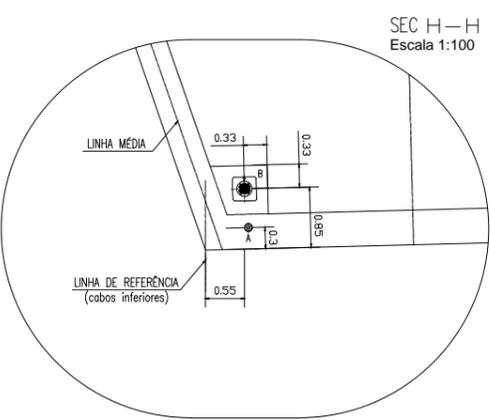
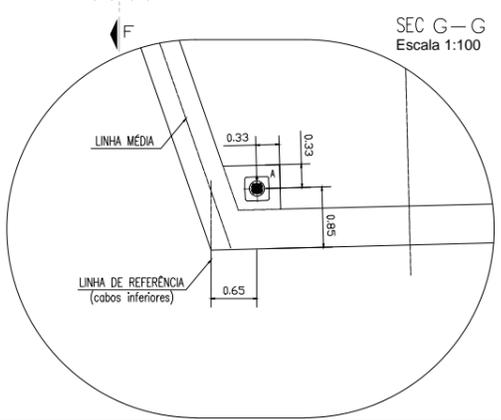
PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL NO TABULEIRO

- OS TRAÇADOS LONGITUDINAIS E DESIGNAÇÃO INDICADAS PARA OS CABOS (A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S, T, U, V, W, X, Y, Z) REFEREM-SE A UM NÚMERO DE CABOS VARIÁVEL (VER SEC TRANSVERSAIS CORRESPONDENTES)
- PRÉ-ESFORÇO ÚTIL (APÓS TODAS AS PERDAS):
 P_{rc} - PRÉ-ESFORÇO NECESSÁRIO NA FASE CONSTRUTIVA
 P_{∞} - PRÉ-ESFORÇO NECESSÁRIO A LONGO PRAZO

CABOS CONSOLA	P_{rc} [kN/m]	P_{∞} [kN/m]	SEC
(1), (2), (4), (6), (8), (10), (12), (14), (16), (18)	3350	3000	Sobre os pilares
(3), (5), (7), (9), (11), (13), (15), (17), (19) a (26)	2120	1900	Sobre os pilares
CABOS CONTINUIDADE	P_{rc} [kN/m]	P_{∞} [kN/m]	SEC
(A), (B), (C), (D)	3900	3500	Aduelas de fecho
(10), (22), (34), (46)	2120	1900	Aduelas de fecho

- COTAS REFERIDAS À PERPENDICULAR DA FACE INFERIOR OU SUPERIOR DO CAIXÃO, CONFORME ESQUEMAS DO TRAÇADO.
- - PONTO DE CONCORDÂNCIA.

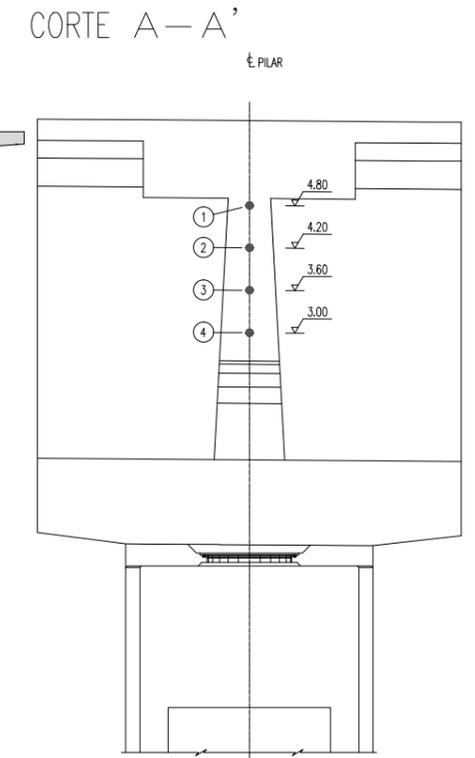
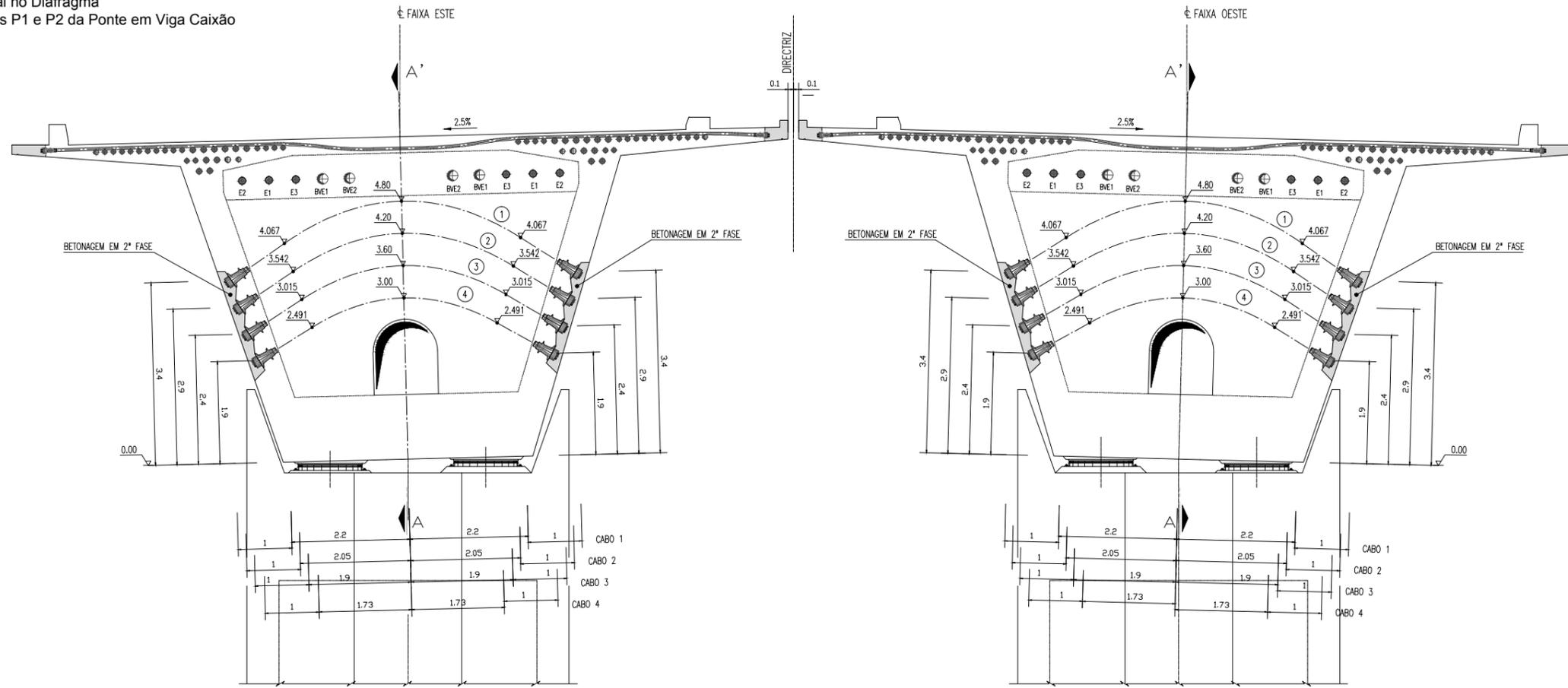
- (F...) - ADUELA DE FECHO
- (iN) - NÚMERO DAS ADUELAS (LADO NORTE DO PILAR)
- (iS) - NÚMERO DAS ADUELAS (LADO SUL DO PILAR)



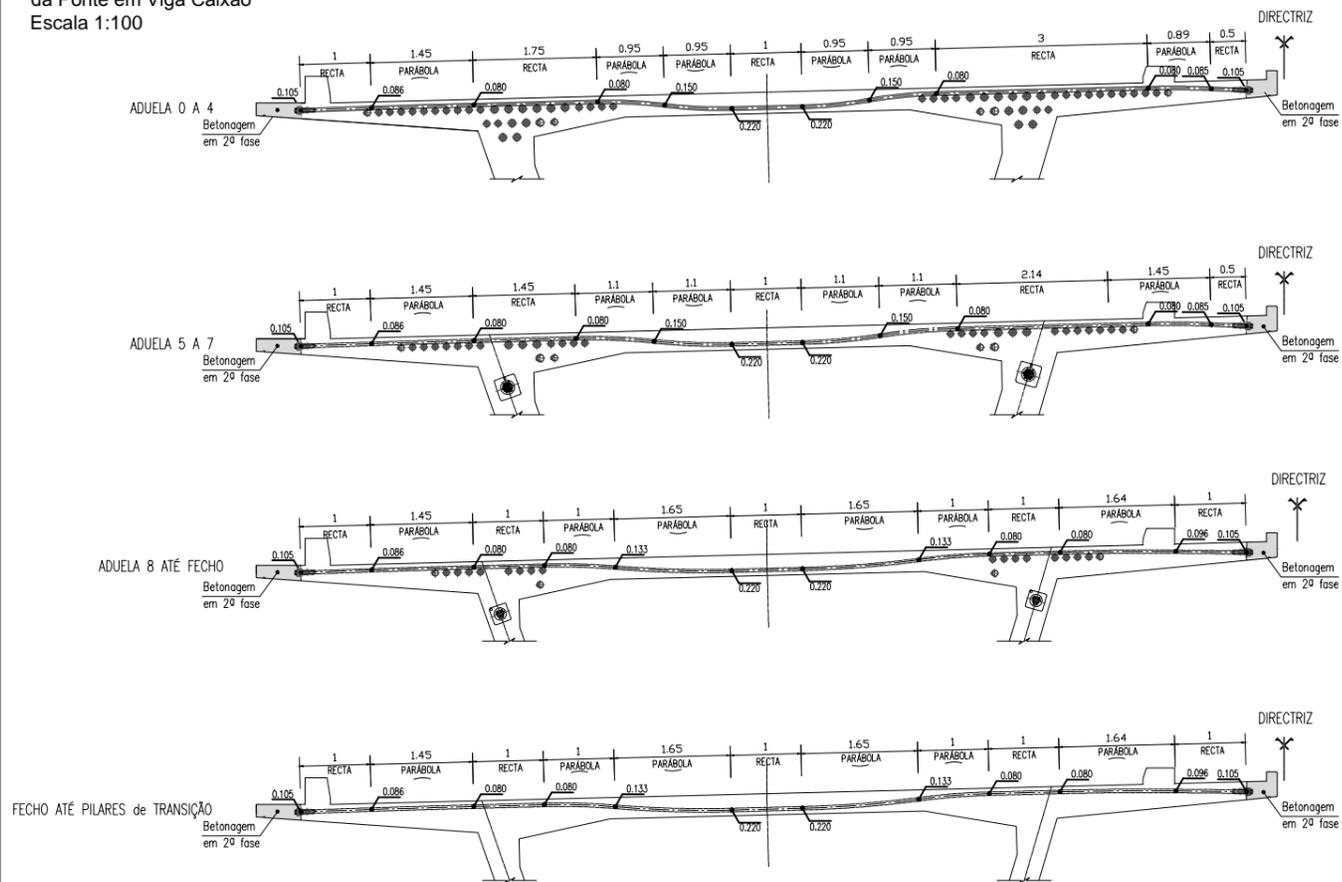
Desenho adaptado do projecto de execução GRID, SA

<p>INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO</p>	Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradosal	Desenho N.º:
	Descrição: Traçado do pré-esforço longitudinal em alçado da Ponte em Viga Caixaõ e respectivos cortes da secção	2
	Autor: Miguel Bárbara N.º 58637	Unidades [m]
Ano Lectivo 2010/2011	Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas	

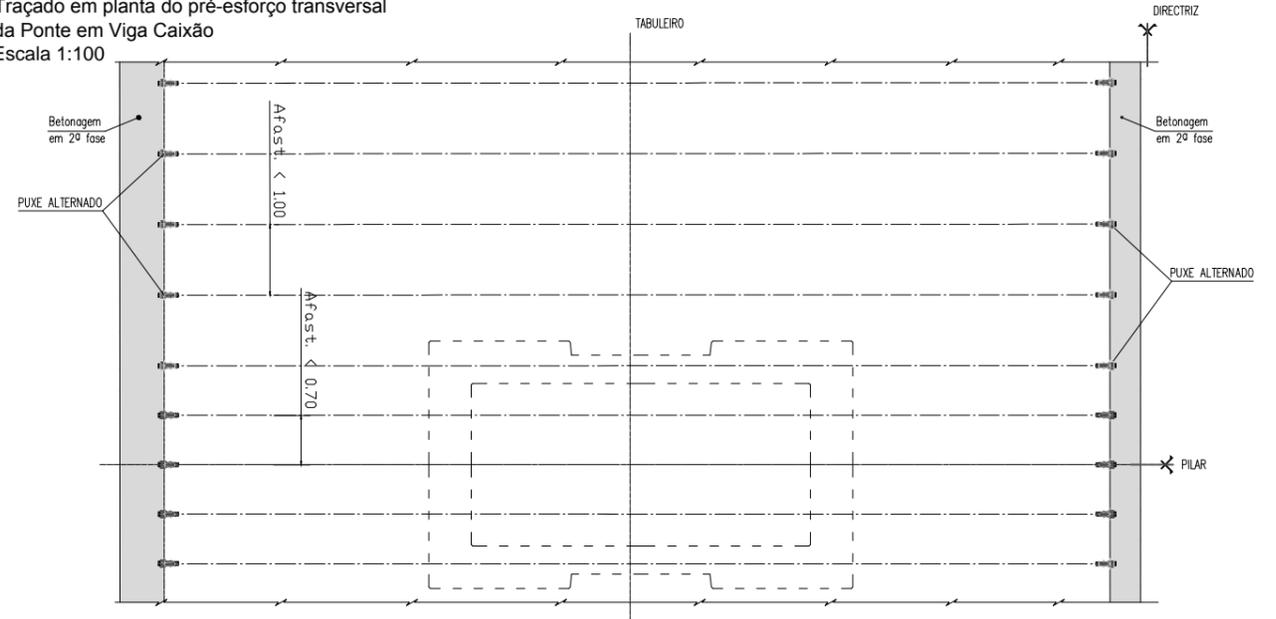
Pré-esforço Transversal no Diafragma
 Secção sobre os pilares P1 e P2 da Ponte em Viga Caixaão
 Escala 1:100



Traçado em alçado do pré-esforço transversal
 da Ponte em Viga Caixaão
 Escala 1:100



Traçado em planta do pré-esforço transversal
 da Ponte em Viga Caixaão
 Escala 1:100



- LEGENDA**
- ANCORAGEM ACTIVA / PASSIVA
 - PONTO DE CONCORDÂNCIA.

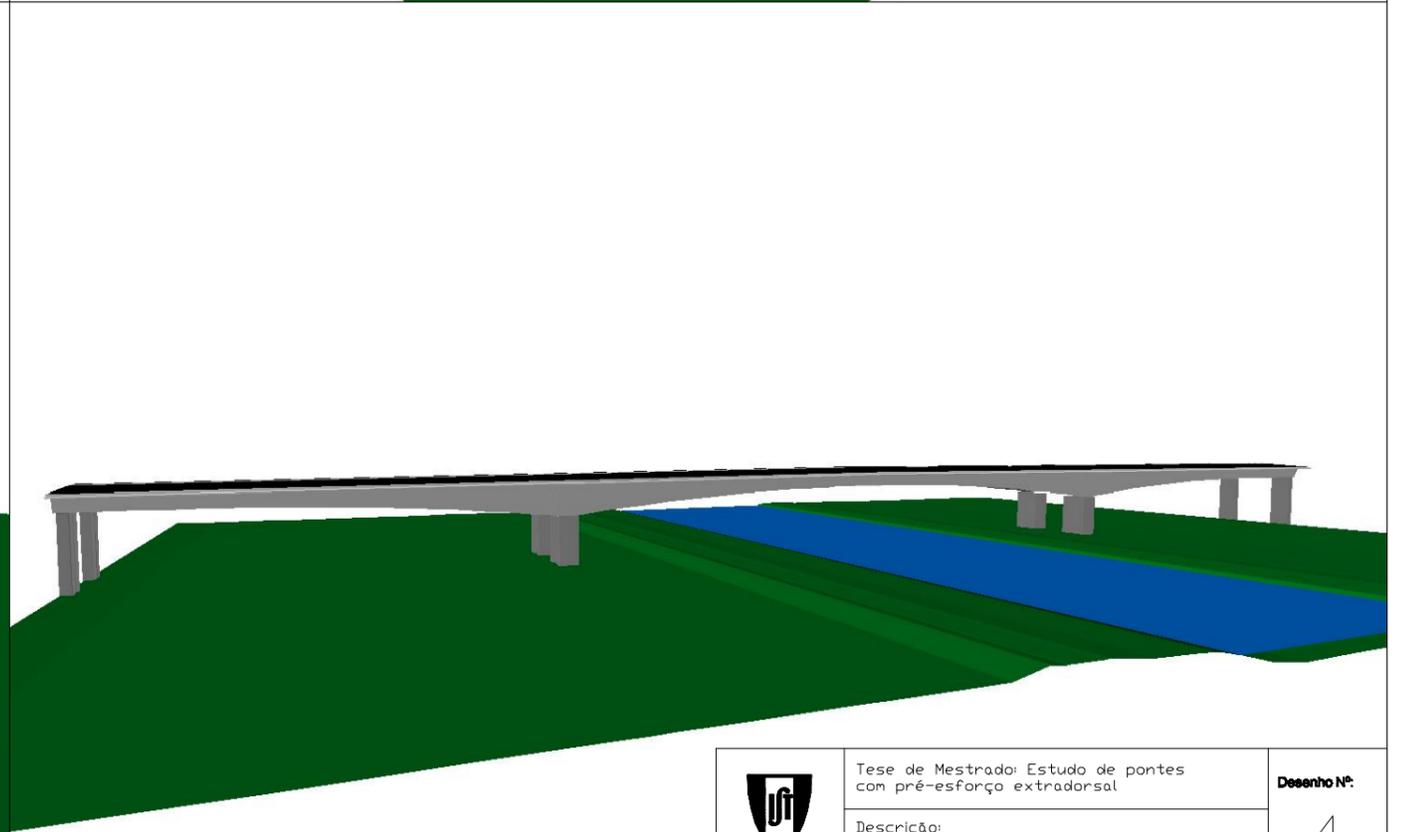
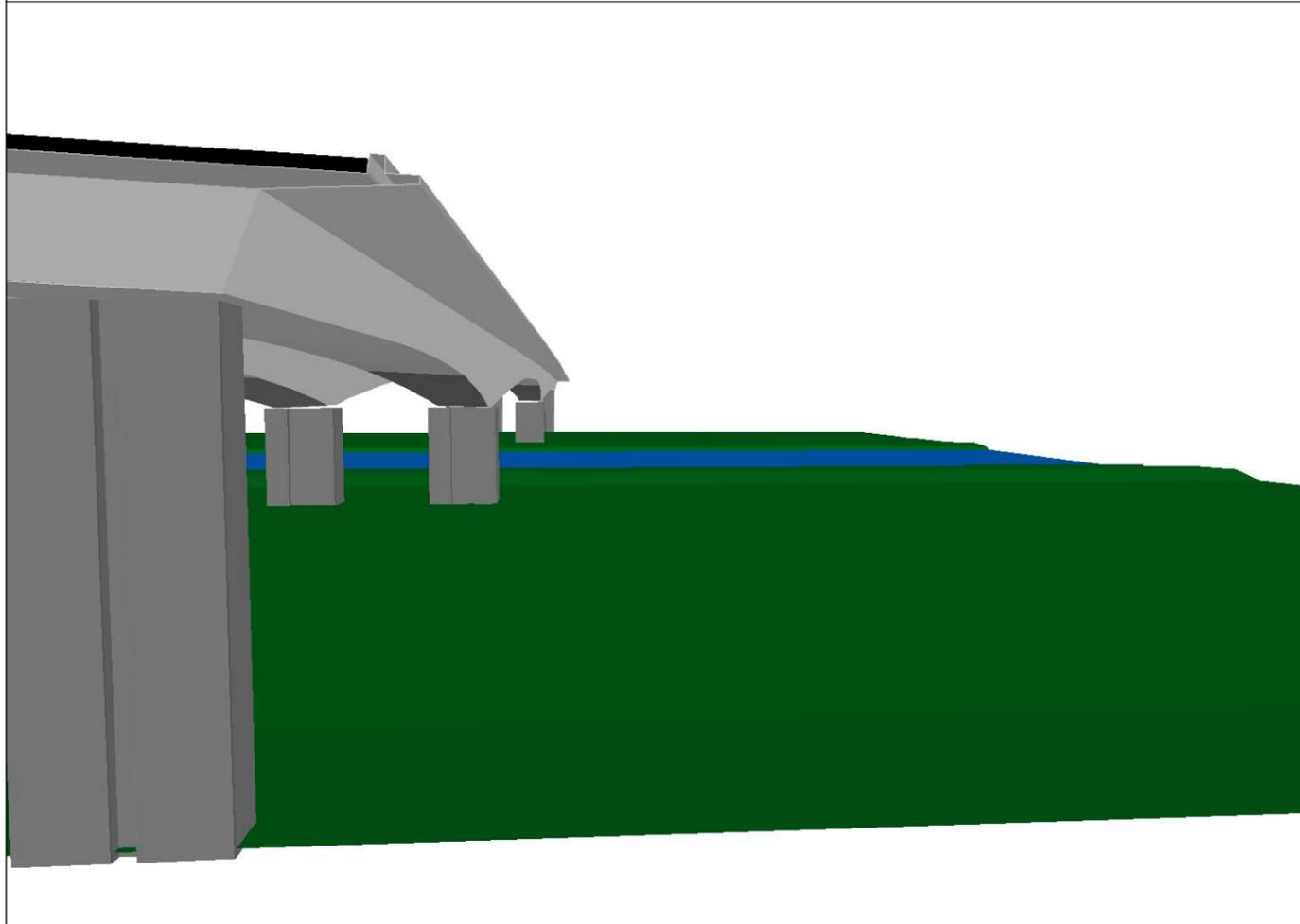
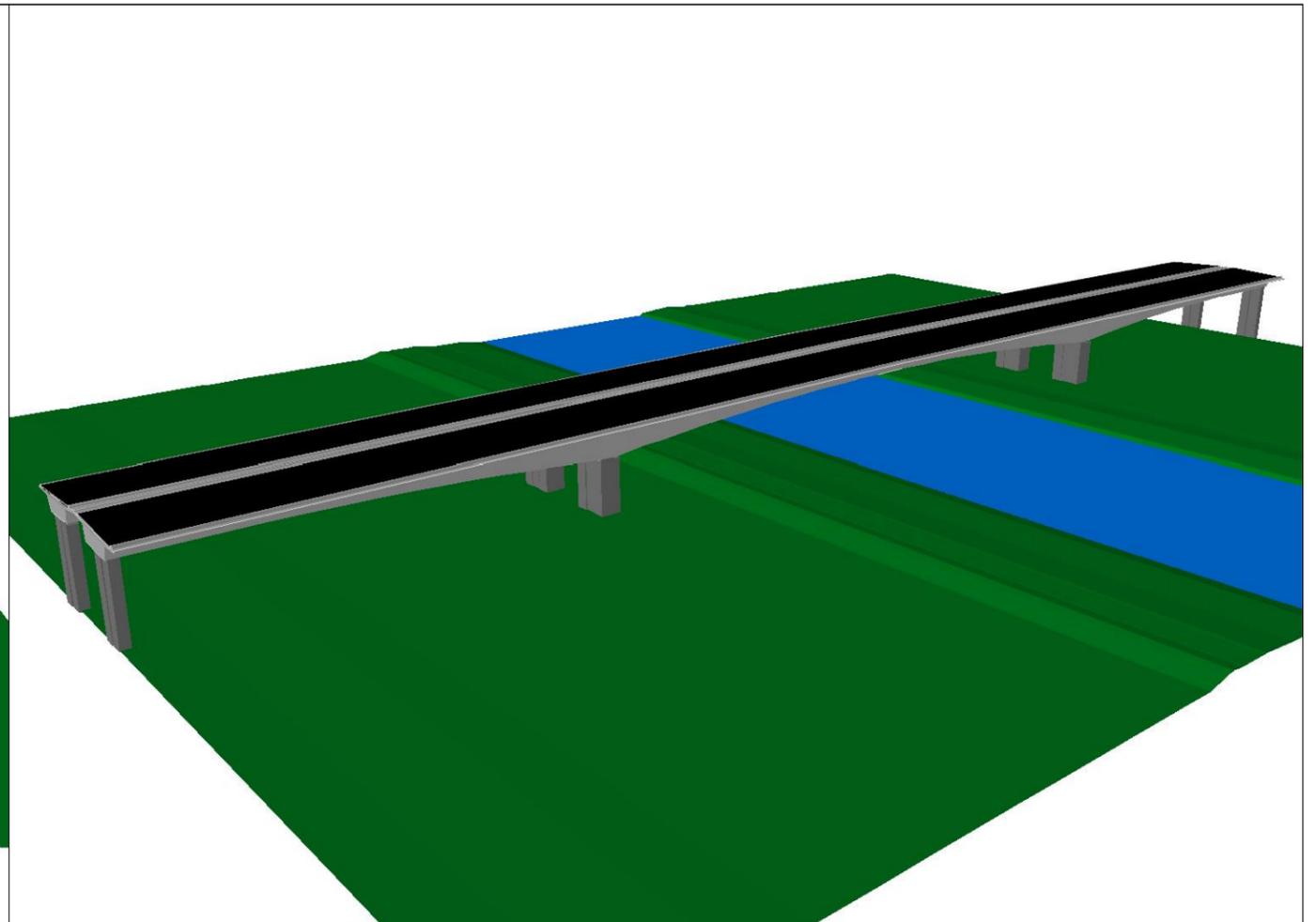
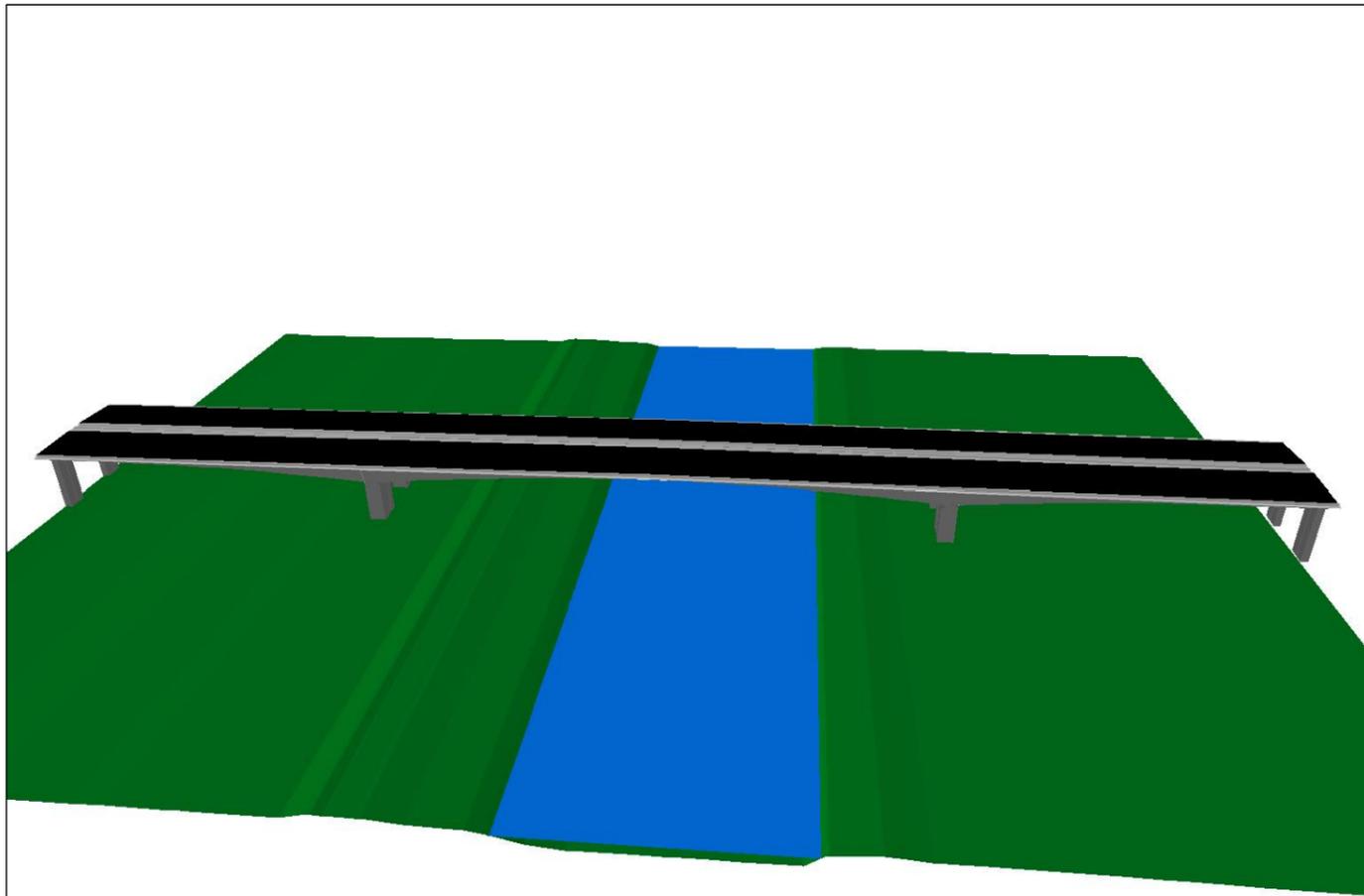
- NOTAS**
- TODOS OS TROÇOS CURVOS SÃO PARÁBOLAS DO 2º GRAU
 - AS COTAS DO TRAÇADO DO CABO NA LAJE DO TABULEIRO ESTÃO REFERIDAS À FACE SUPERIOR (NA VERTICAL).

PRÉ-ESFORÇO TRANSVERSAL

- NO TABULEIRO :**
- PRÉ-ESFORÇO ÚTIL (APÓS TODAS AS PERDAS) :
 A LONGO PRAZO - $P_{\infty} = 600 \text{ kN/m}$
 - AFASTAMENTO MÁXIMO ENTRE CABOS TRANSVERSAIS NO TABULEIRO = 1.0m (MEDIDO AO EIXO DE CADA TABULEIRO)
 - NUMA BANDA DE 3.0m SOBRE OS PILARES O AFASTAMENTO DOS CABOS É REDUZIDO A 70% DO AFASTAMENTO TIPO, MANTENDO-SE A SUA POTÊNCIA.

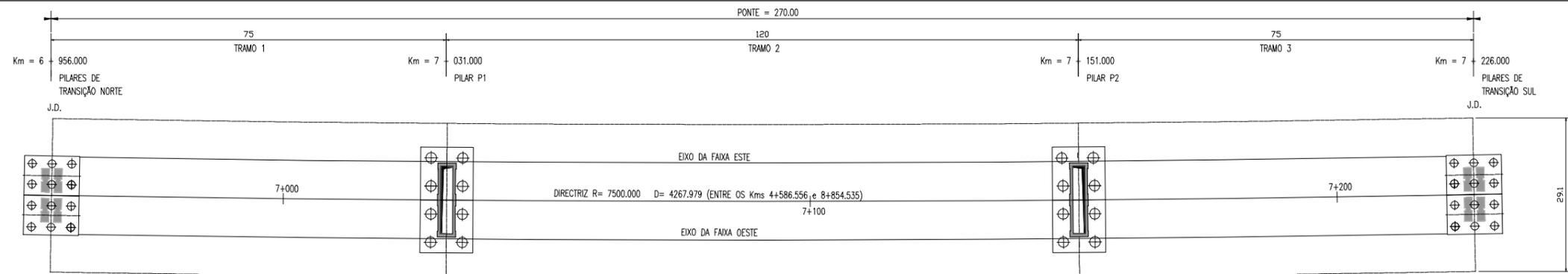
Desenho adaptado do projecto de execução GRID, SA

<p>INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO</p>	Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal	Desenho N.º:
	Descrição: Traçado do pré-esforço transversal da Ponte em Viga Caixaão	3
Ano Lectivo 2010/2011	Autor: Miguel Bárbara N.º 58637	Unidades [m]
	Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas	

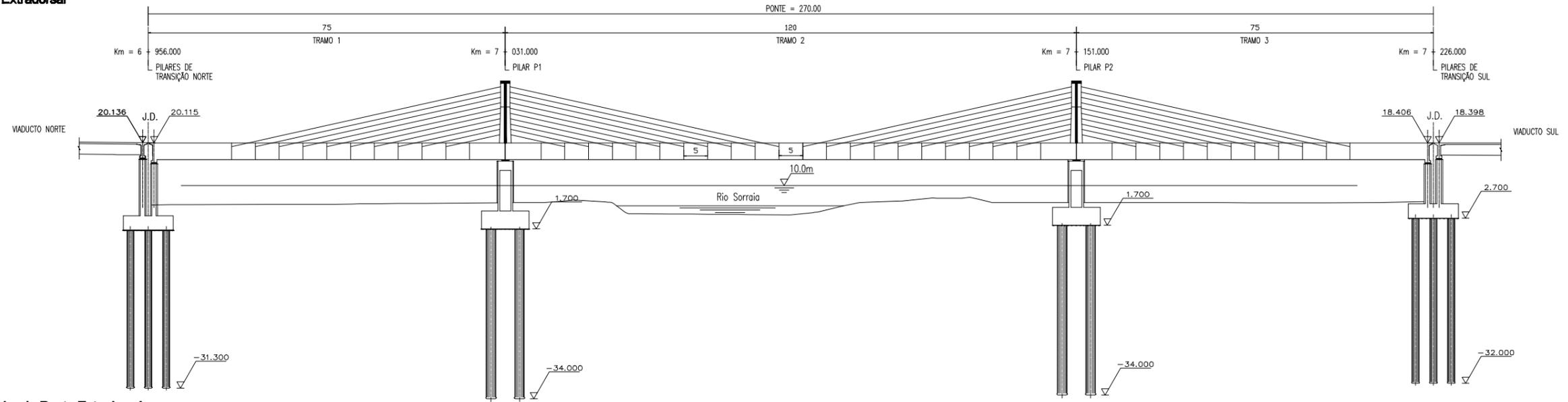


 INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO	Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal	Desenho Nº:
	Descrição: Ponte em Viga Caixa a 3 dimensões	4
	Autor: Miguel Bárbara Nº 58637	
Ano Lectivo 2010/2011	Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas	

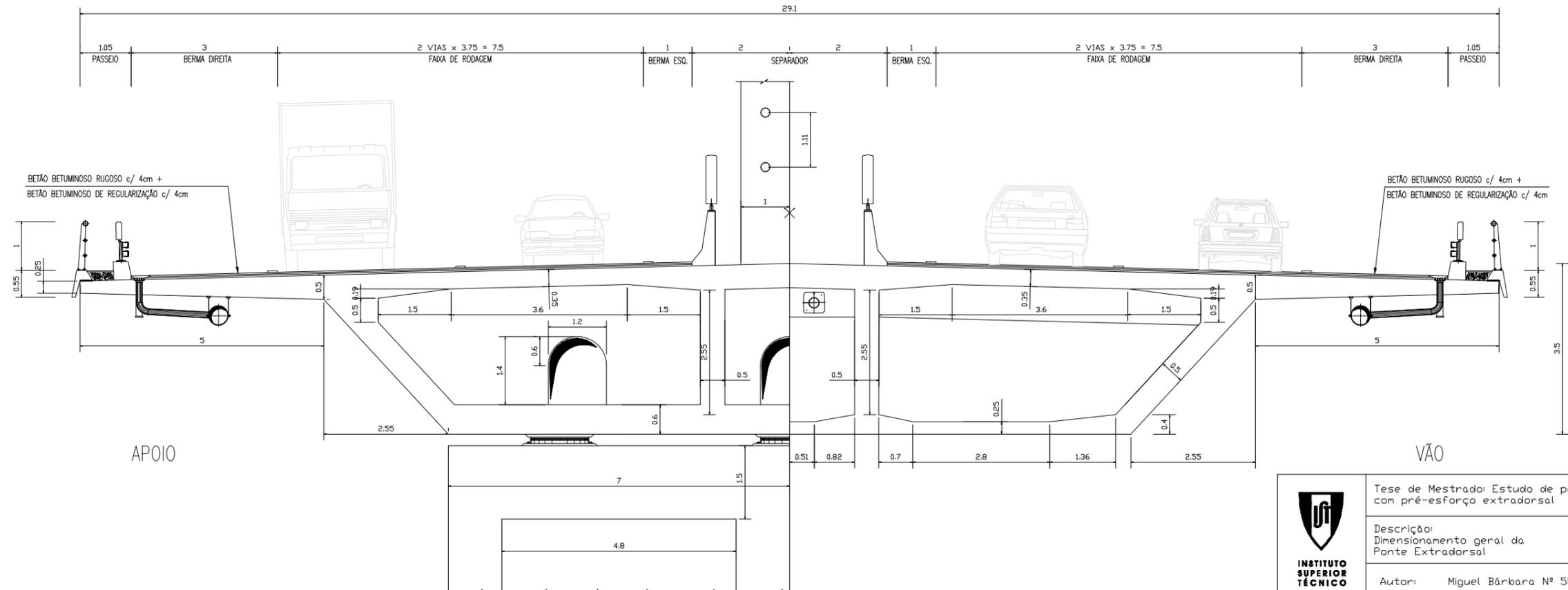
Planta da Ponte Extradorsal
Escala 1:1000



Alçado da Ponte Extradorsal
Escala 1:1000

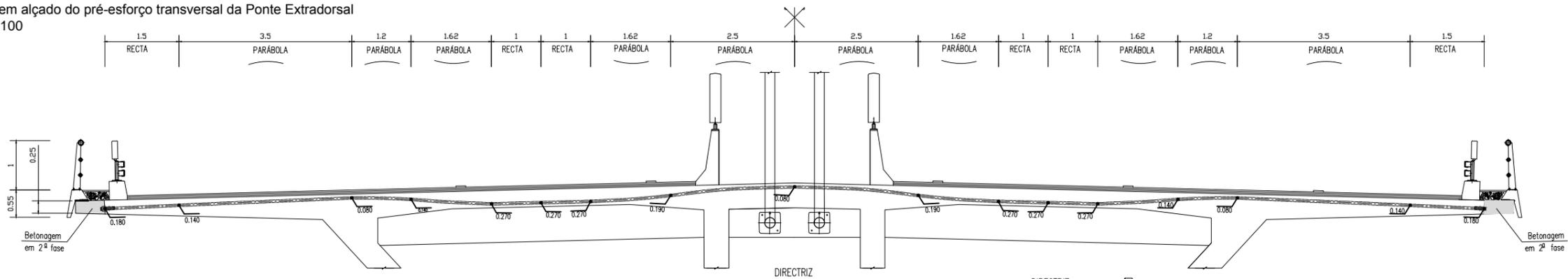


Secção do tabuleiro da Ponte Extradorsal
Escala 1:100

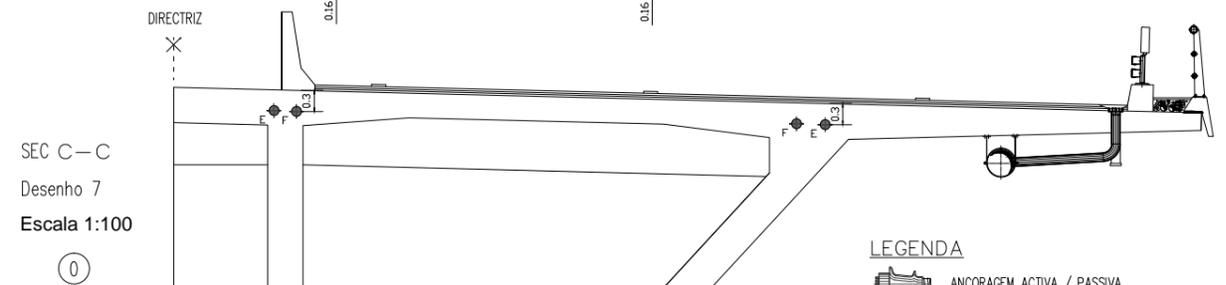
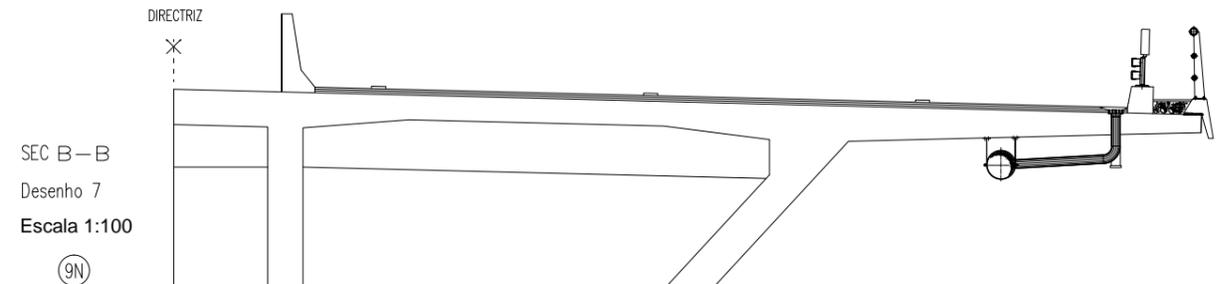
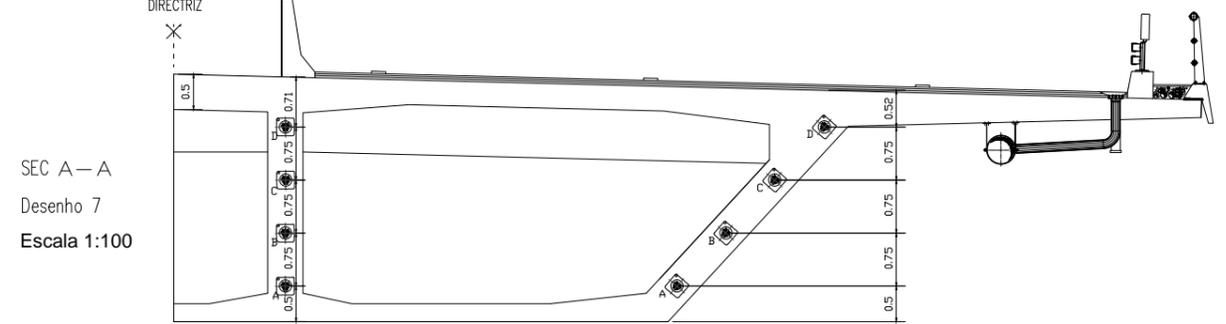
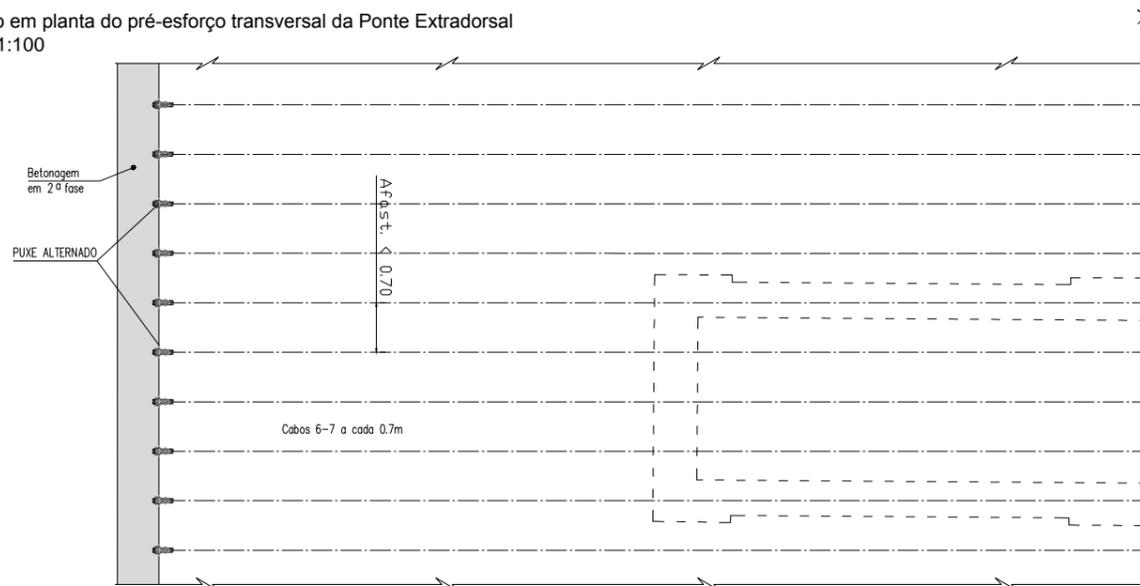


<p>INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO</p>	<p>Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal</p>	<p>Desenho Nº:</p>
	<p>Descrição: Dimensionamento geral da Ponte Extradorsal</p>	<p>5</p>
	<p>Autor: Miguel Bárbara Nº 58637</p>	<p>Unidades [m]</p>
<p>Ano Lectivo 2010/2011</p>	<p>Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas</p>	

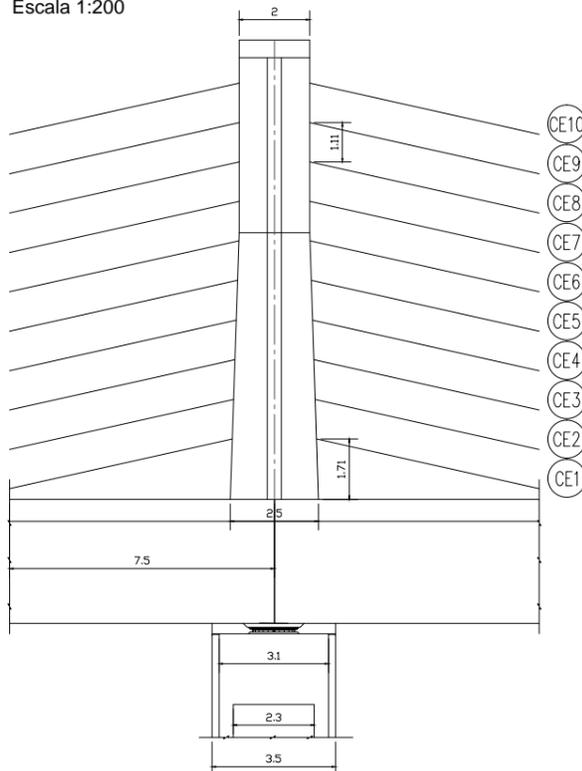
Traçado em alçado do pré-esforço transversal da Ponte Extradorsal
Escala 1:100



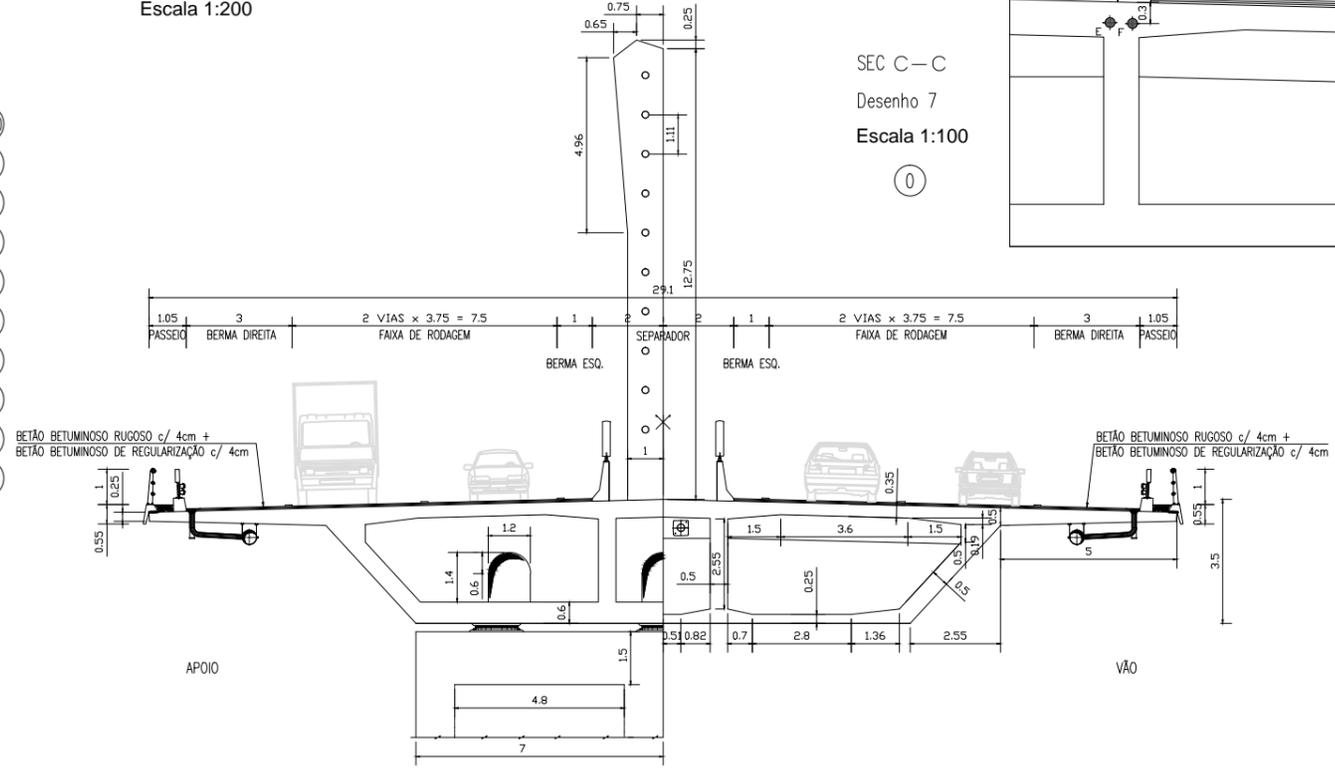
Traçado em planta do pré-esforço transversal da Ponte Extradorsal
Escala 1:100



Alçado da Torre da Ponte Extradorsal
Escala 1:200



Secção da Ponte Extradorsal com Torre
Escala 1:200



LEGENDA
 ANCORAGEM ACTIVA / PASSIVA
 - PONTO DE CONCORDÂNCIA.

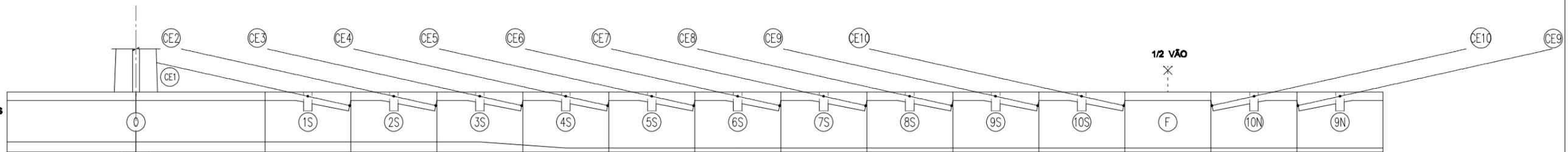
PRÉ-ESFORÇO TRANSVERSAL
 NO TABULEIRO :
 - PRÉ-ESFORÇO ÚTIL (APÓS TODAS AS PERDAS) :
 A LONGO PRAZO - $P_{\infty} = 1501 \text{ kN/m}$
 - AFASTAMENTO MÁXIMO ENTRE CABOS TRANSVERSAIS NO TABULEIRO = 0.7m (MEDIDO AO EIXO DE CADA TABULEIRO)

NOTAS
 - TODOS OS TROÇOS CURVOS SÃO PARÁBOLAS DO 2º GRAU
 - AS COTAS DO TRAÇADO DO CABO NA LAJE DO TABULEIRO ESTÃO REFERIDAS À FACE SUPERIOR (NA VERTICAL).

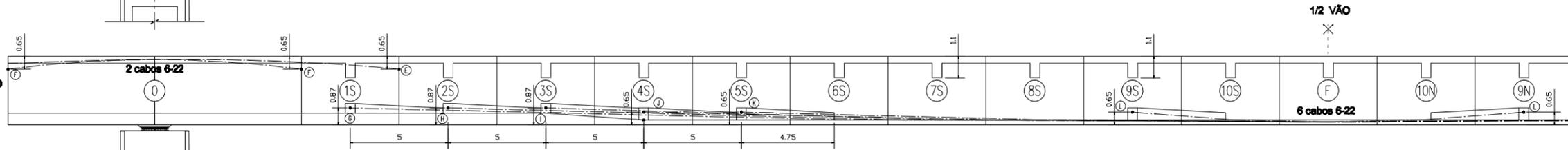
	Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal	Desenho N.º:
	Descrição: Torre e traçado do pré-esforço transversal da Ponte Extradorsal	6
Ano Lectivo 2010/2011	Autor: Miguel Bárbara N.º 58637	Unidades [m]
	Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas	

Corte Longitudinal do Tramo 2 da Ponte Extradorsal
Escala 1:250

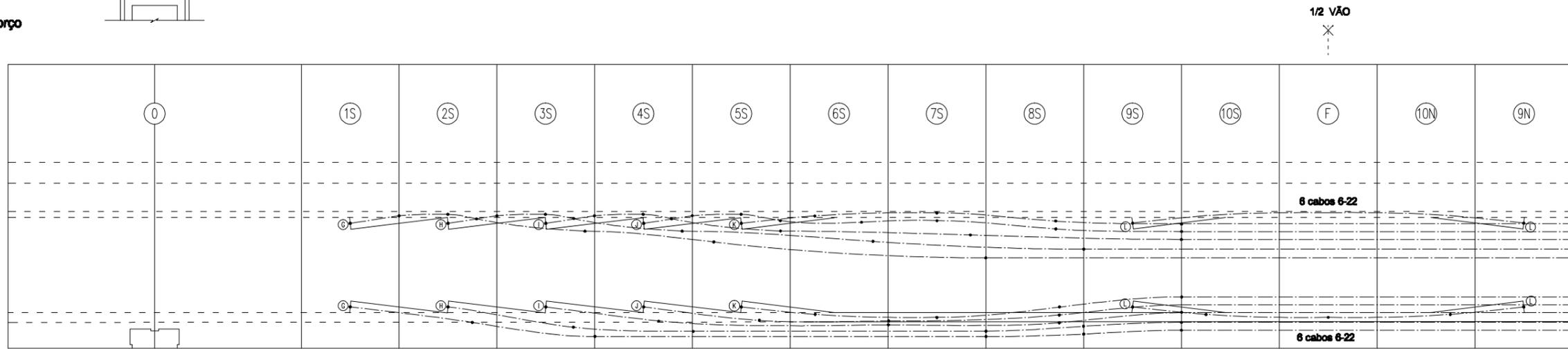
Alçado dos Cabos Extradorsais
Escala 1:250



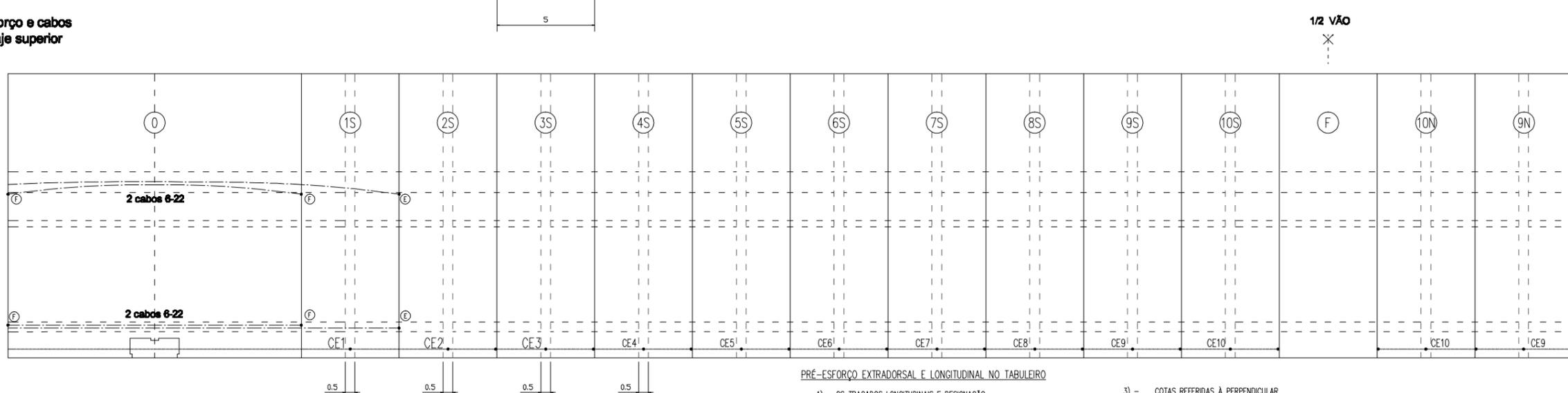
Alçado do traçado do pré-esforço
Escala 1:250



Planta do pré-esforço na laje inferior
Escala 1:250



Planta do pré-esforço e cabos extradorsais na laje superior
Escala 1:250



PRÉ-ESFORÇO EXTRADORSAL E LONGITUDINAL NO TABULEIRO

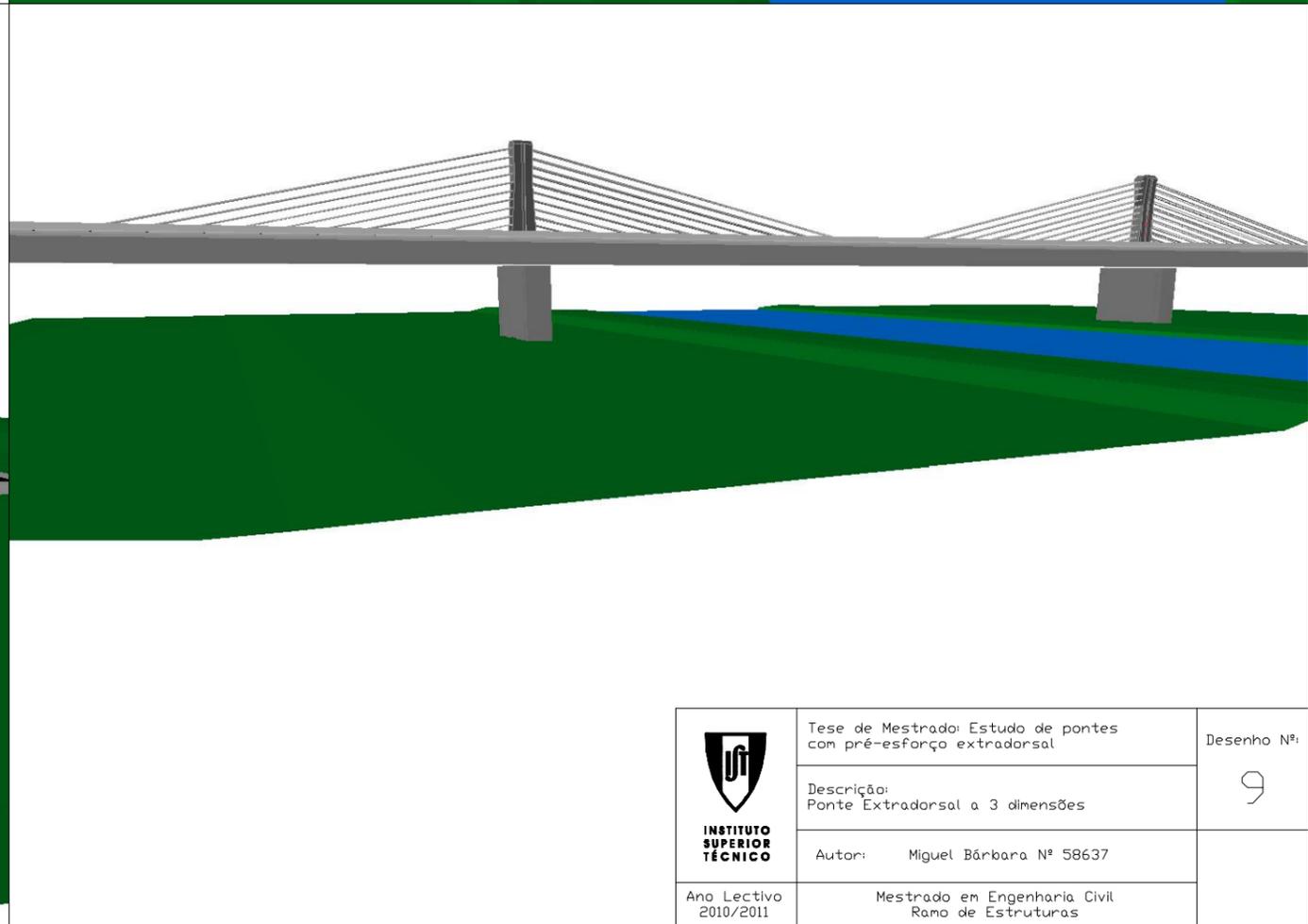
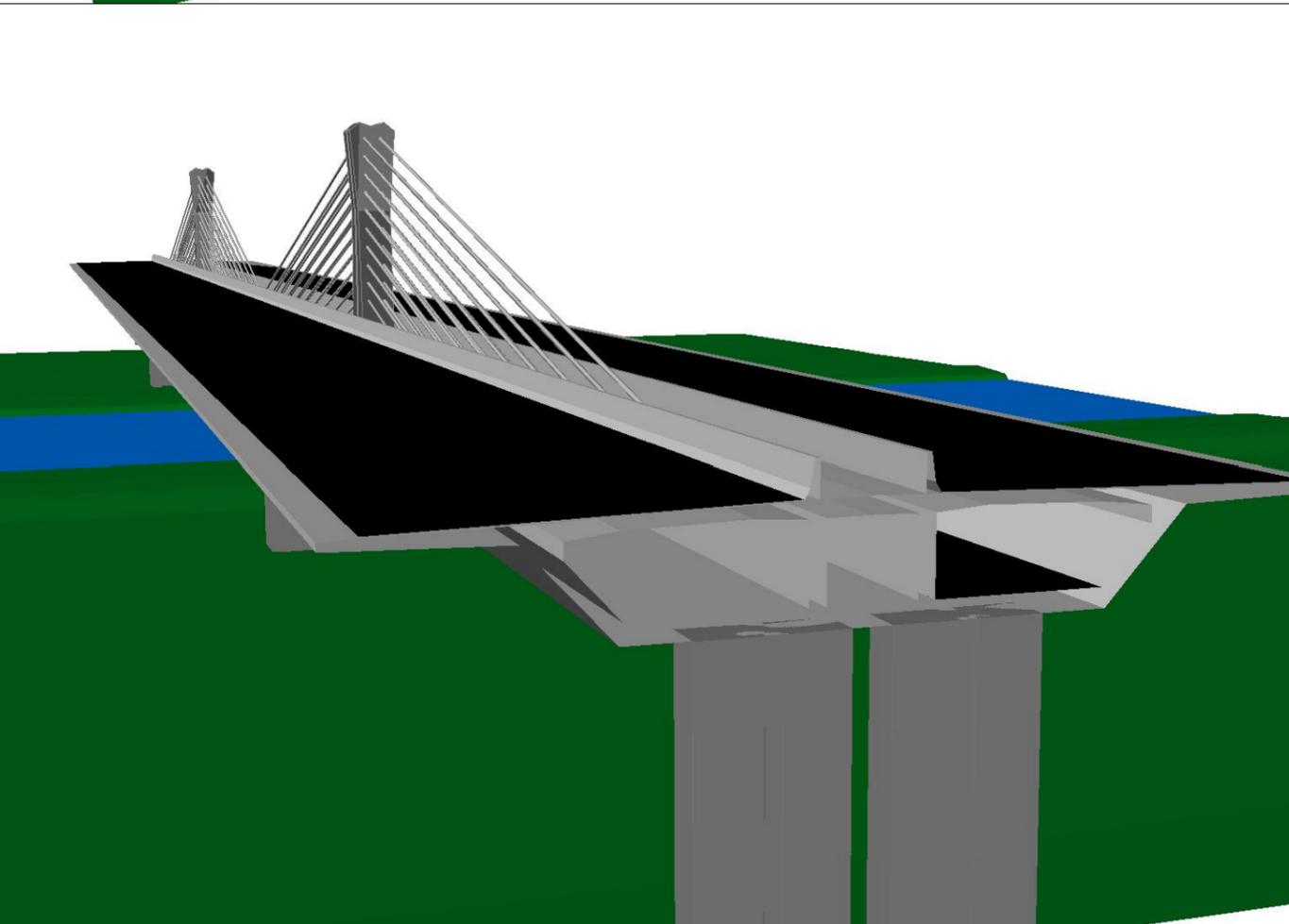
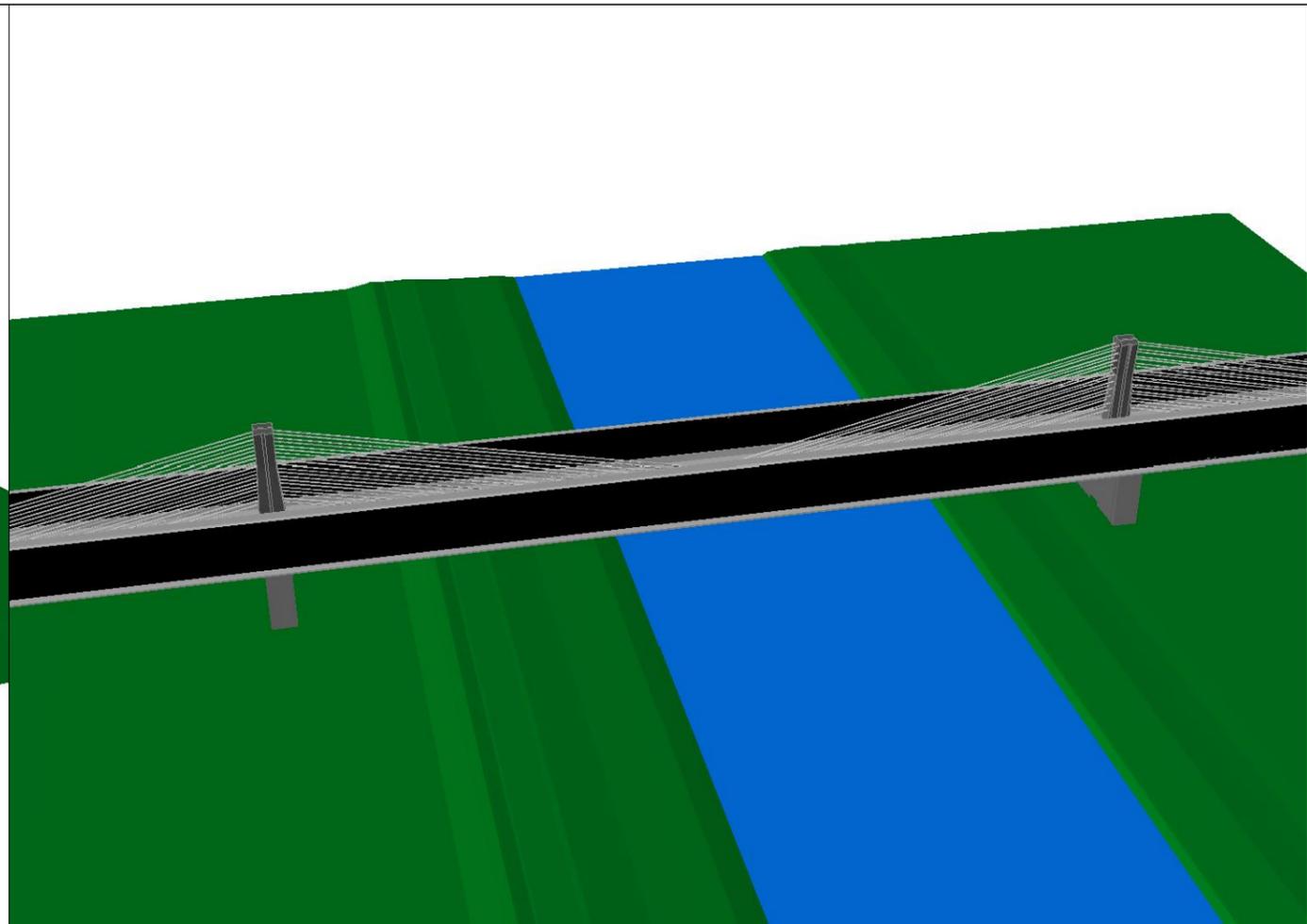
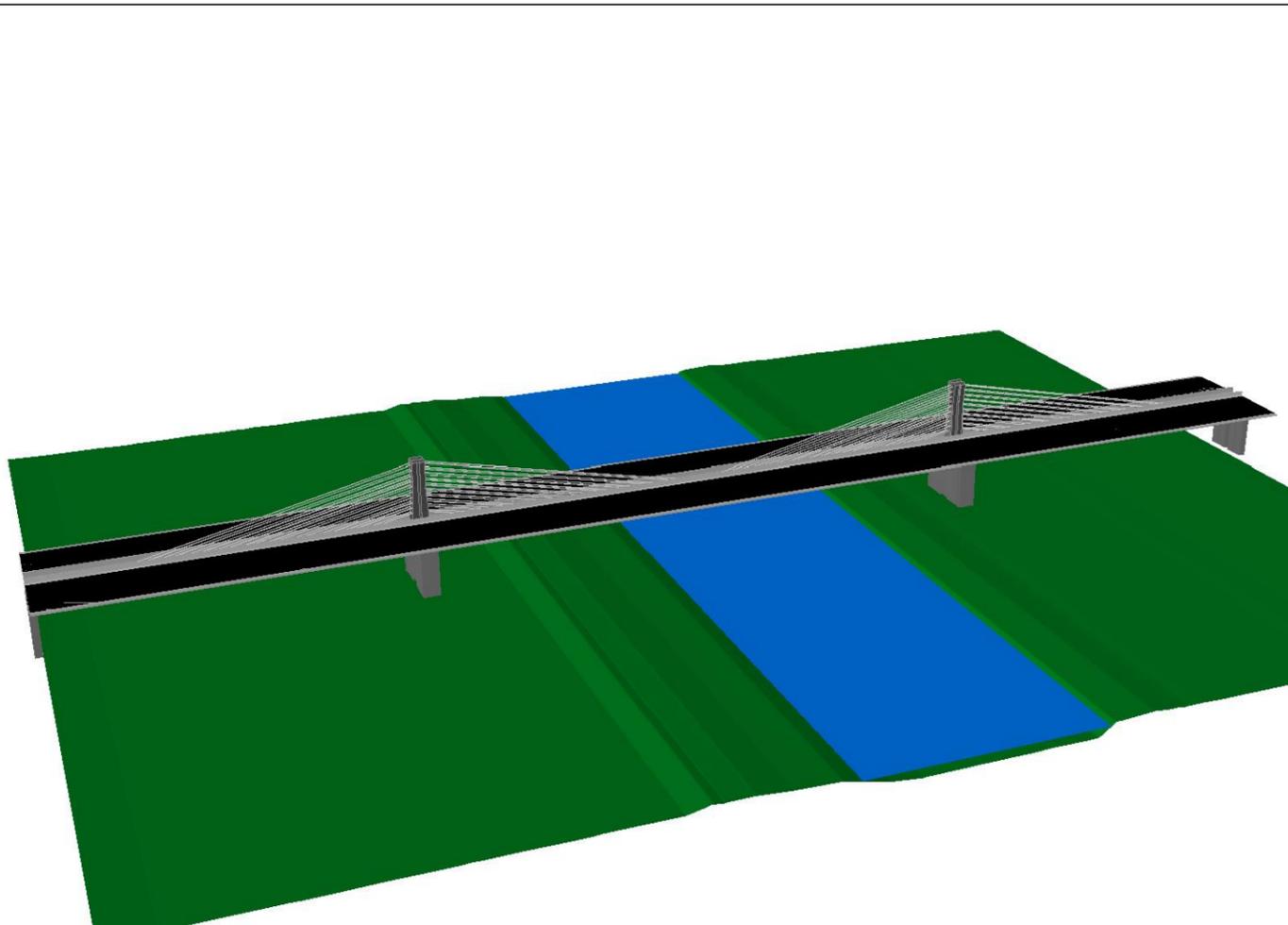
- 1) - OS TRAÇADOS LONGITUDINAIS E DESIGNAÇÃO INDICADAS PARA OS CABOS (E), (S), (N), (L) REFEREM-SE A UM NÚMERO DE CABOS VARIÁVEL.
- 2) - PRÉ-ESFORÇO ÚTIL (APÓS TODAS AS PERDAS) :
P_∞ - PRÉ-ESFORÇO INSTALADO A LONGO PRAZO
- 3) - COTAS REFERIDAS À PERPENDICULAR DA FACE INTERIOR OU SUPERIOR DO CAIXÃO, CONFORME ESQUEMAS DO TRAÇADO.
- 4) - ● - PONTO DE CONCORDÂNCIA.

CABOS EXTRADORSAIS DO TRAMO 2

CABOS EXTRADORSAIS 6-55	(E)	(S)	(N)	(L)	(E)	(S)	(N)	(L)	(E)	(S)	(N)	(L)
FORÇA DE INSTALAÇÃO (N/cm ²)	6815	6745	6635	6740	5870	5935	5745	5775	5785	5495		
FORÇA FINAL CONSTRUÇÃO (N/cm ²)	6615	6560	6465	6615	5755	5835	5650	5675	5682	5425		
RETENSIÓNAMENTO A LONGO PRAZO (Alongamento [mm])	3	4	5	6	8	9	10	12	13	14		
CABOS DE PRÉ-ESFORÇO 6-22												
P _∞ (N/cm ²)	3340											

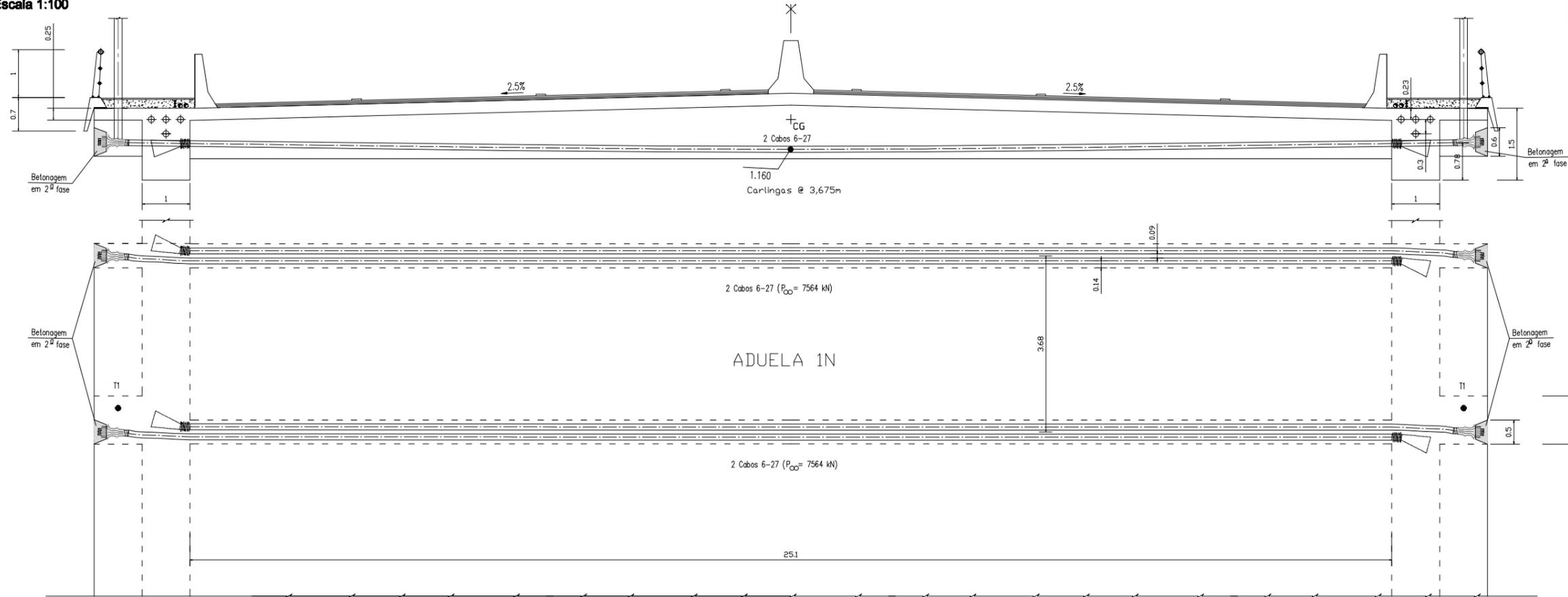
- (E)... - CABO EXTRADORSAL
- (F)... - ADUELA DE FECHO
- (IN) - NÚMERO DAS ADUELAS (LADO NORTE DO PILAR)
- (IS) - NÚMERO DAS ADUELAS (LADO SUL DO PILAR)

<p>INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO</p>	Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal	Desenho Nº:
	Descrição: Traçado do pré-esforço extradorsal e longitudinal do tramo 2 da Ponte Extradorsal em alçado e em planta	8
	Autor: Miguel Bárbara Nº 58637	Unidades [m]
Ano Lectivo 2010/2011	Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas	

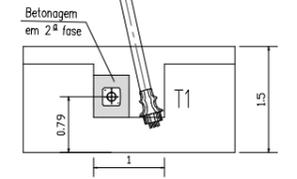


 <p>INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO</p>	Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal	Desenho Nº:
	Descrição: Ponte Extradorsal a 3 dimensões	9
	Autor: Miguel Bárbara Nº 58637	
	Ano Lectivo 2010/2011	Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas

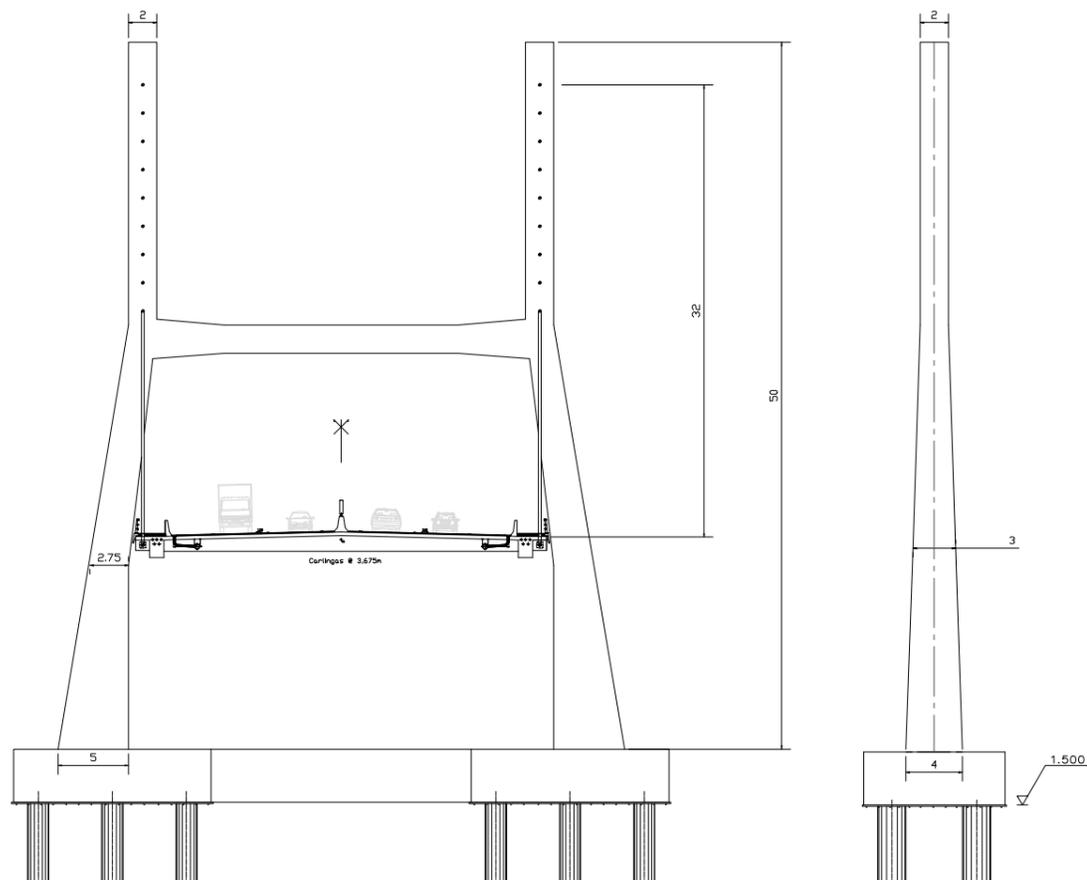
Traçado em alçado e em planta do pré-esforço transversal da Ponte Atirantada
Escala 1:100



Perfil da ancoragem do tirantes e do pré-esforço transversal da Ponte Atirantada
Escala 1:100



Alçado e perfil do Mastro da Ponte Atirantada
Escala 1:500



SEC A—A

Desenho 12

Escala 1:100

(8N)

SEC B—B

Desenho 12

Escala 1:100

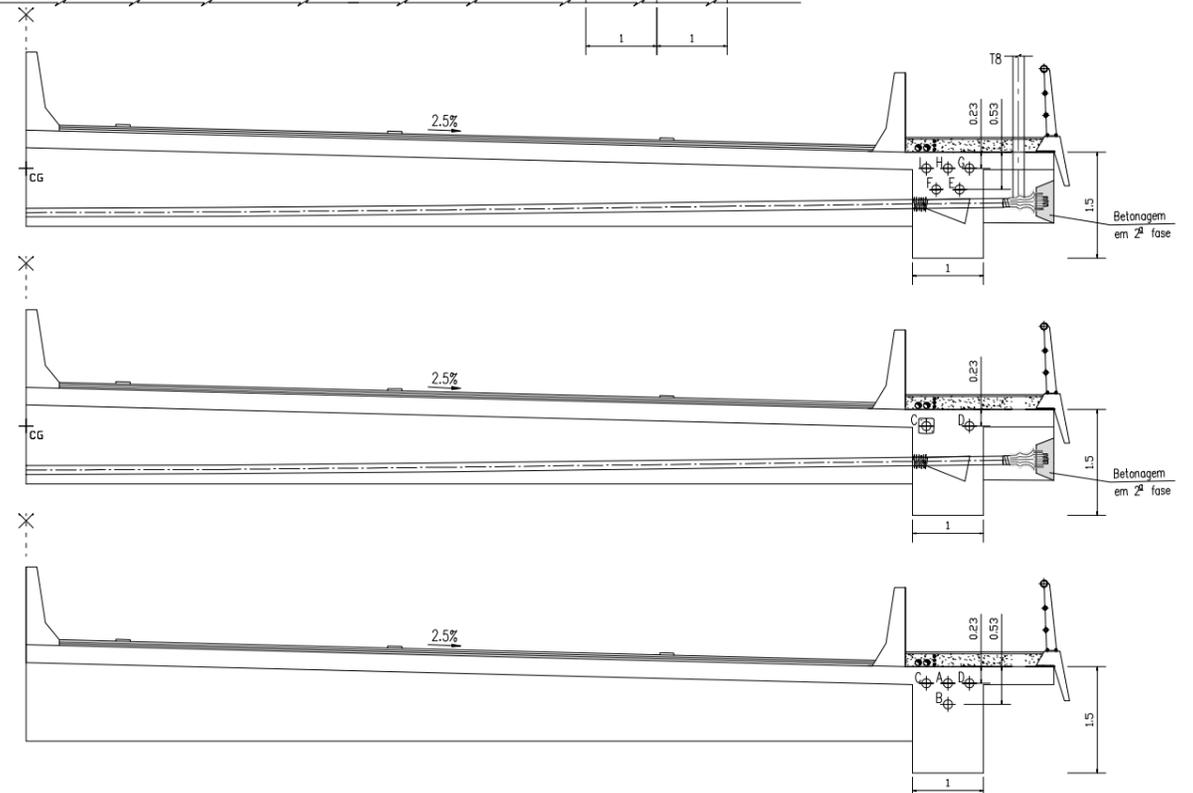
(2N)

SEC C—C

Desenho 12

Escala 1:100

(1S)



LEGENDA

-  ANCORAGEM ACTIVA
-  - PONTO DE CONCORDANCIA.

NOTAS

- TODOS OS TROÇOS CURVOS SÃO PARÁBOLAS DO 2º GRAU
- AS COTAS DO TRAÇADO DO CABO NA LAJE DO TABULEIRO ESTÃO REFERIDAS À FACE SUPERIOR (NA VERTICAL).

PRÉ-ESFORÇO TRANSVERSAL

NO TABULEIRO :

- PRÉ-ESFORÇO ÚTIL (APÓS TODAS AS PERDAS) :

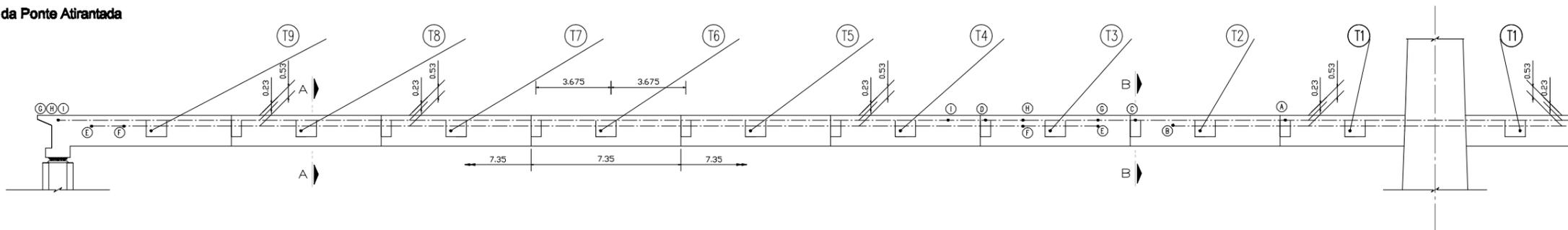
A LONGO PRAZO - $P_{\infty} = 7564 \text{ kN}$

- AFASTAMENTO MÁXIMO ENTRE CABOS TRANSVERSAIS NO TABULEIRO = 0,7m (MEDIDO AO EIXO DE CADA TABULEIRO)

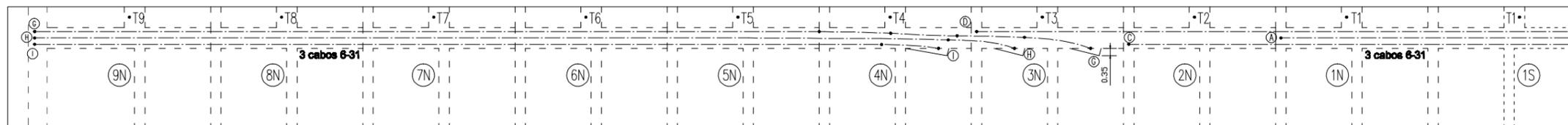
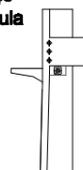
 INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO	Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal	Desenho Nº:
	Descrição: Torre e traçado do pré-esforço transversal da Ponte Atirantada	11
	Autor: Miguel Bárbara Nº 58637	Unidades [m]
Ano Lectivo 2010/2011	Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas	

Corte Longitudinal dos Tramos 1 e 3 da Ponte Atriantada
Escala 1:250

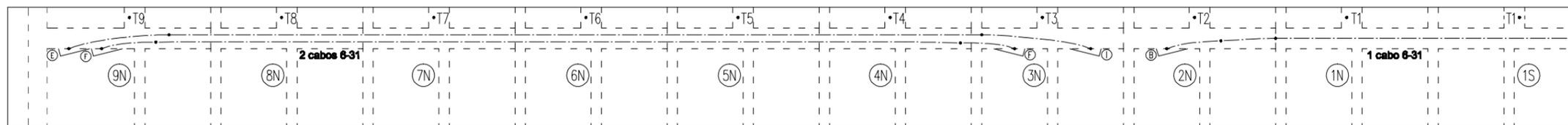
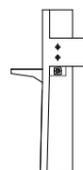
Alçado dos tirantes e do traçado do pré-esforço
Escala 1:250



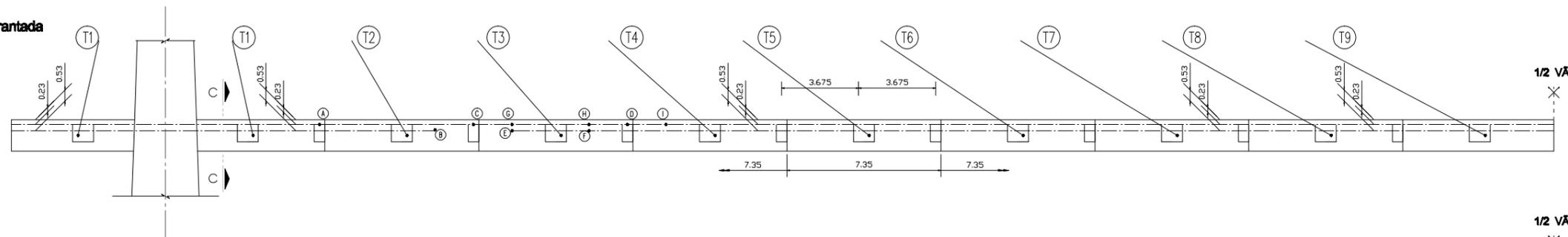
Planta do pré-esforço com excentricidade nula
Escala 1:250



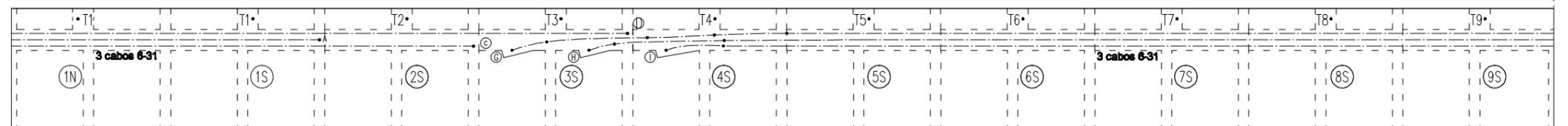
Planta do pré-esforço com excentricidade - 0.3m
Escala 1:250



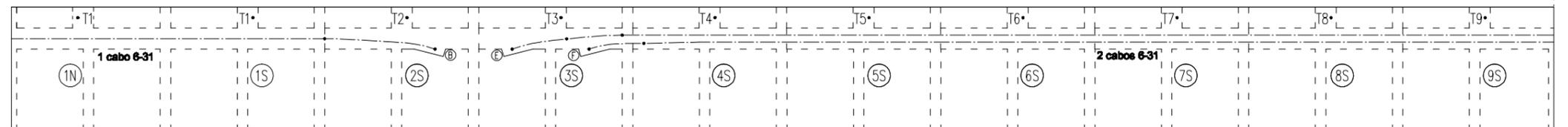
Corte Longitudinal do Tramo 2 da Ponte Atriantada
Escala 1:250



Planta do pré-esforço com excentricidade nula
Escala 1:250



Planta do pré-esforço com excentricidade - 0.3m
Escala 1:250



TIRANTES E PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL NO TABULEIRO

- OS TRAÇADOS LONGITUDINAIS E DESIGNAÇÃO INDICADAS PARA OS TIRANTES E PRÉ-ESFORÇO (T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8, T9; A, B, C, D, E, F, G, H, I) REFEREM-SE A UM NÚMERO DE CABOS VARIÁVEL
- PRÉ-ESFORÇO ÚTIL (APÓS TODAS AS PERDAS) :
P_∞ - PRÉ-ESFORÇO INSTALADO A LONGO PRAZO

CABOS DE PRÉ-ESFORÇO 6-31	P _∞ [kN/m²]
A, B, C, D, E, F, G, H, I	4710

- COTAS REFERIDAS À PERPENDICULAR DA FACE INFERIOR OU SUPERIOR DO CAIXÃO, CONFORME ESQUEMAS DO TRAÇADO.
- - PONTO DE CONCORDÂNCIA.

TIRANTES DOS TRAMOS 1 E 3

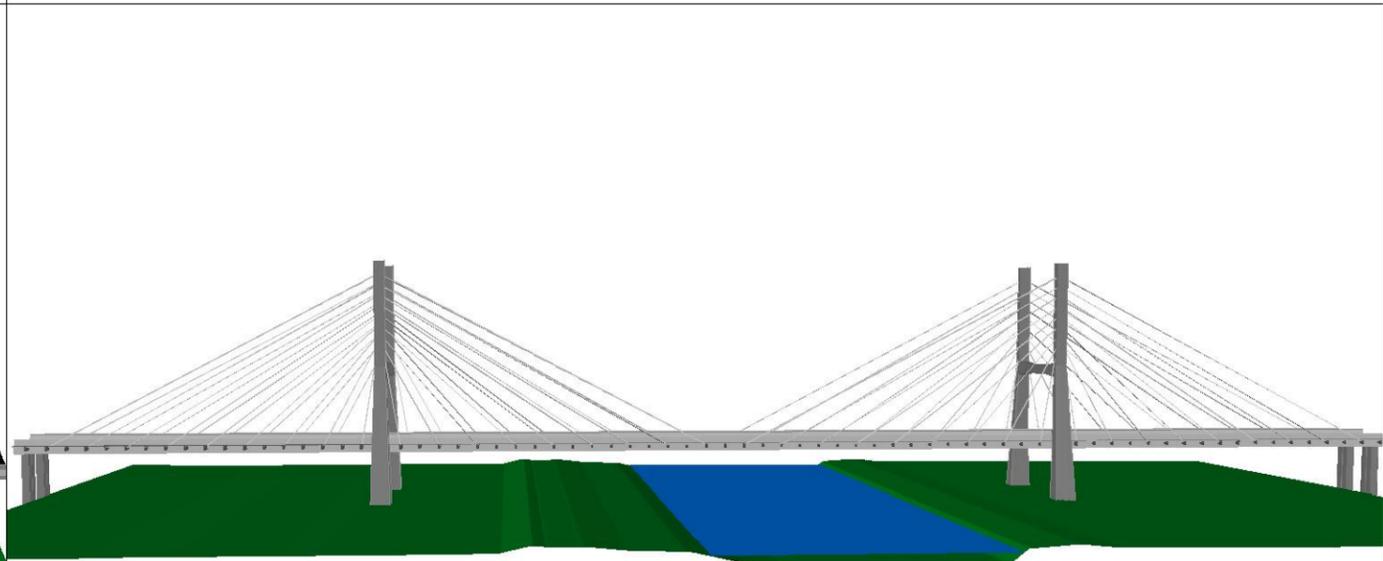
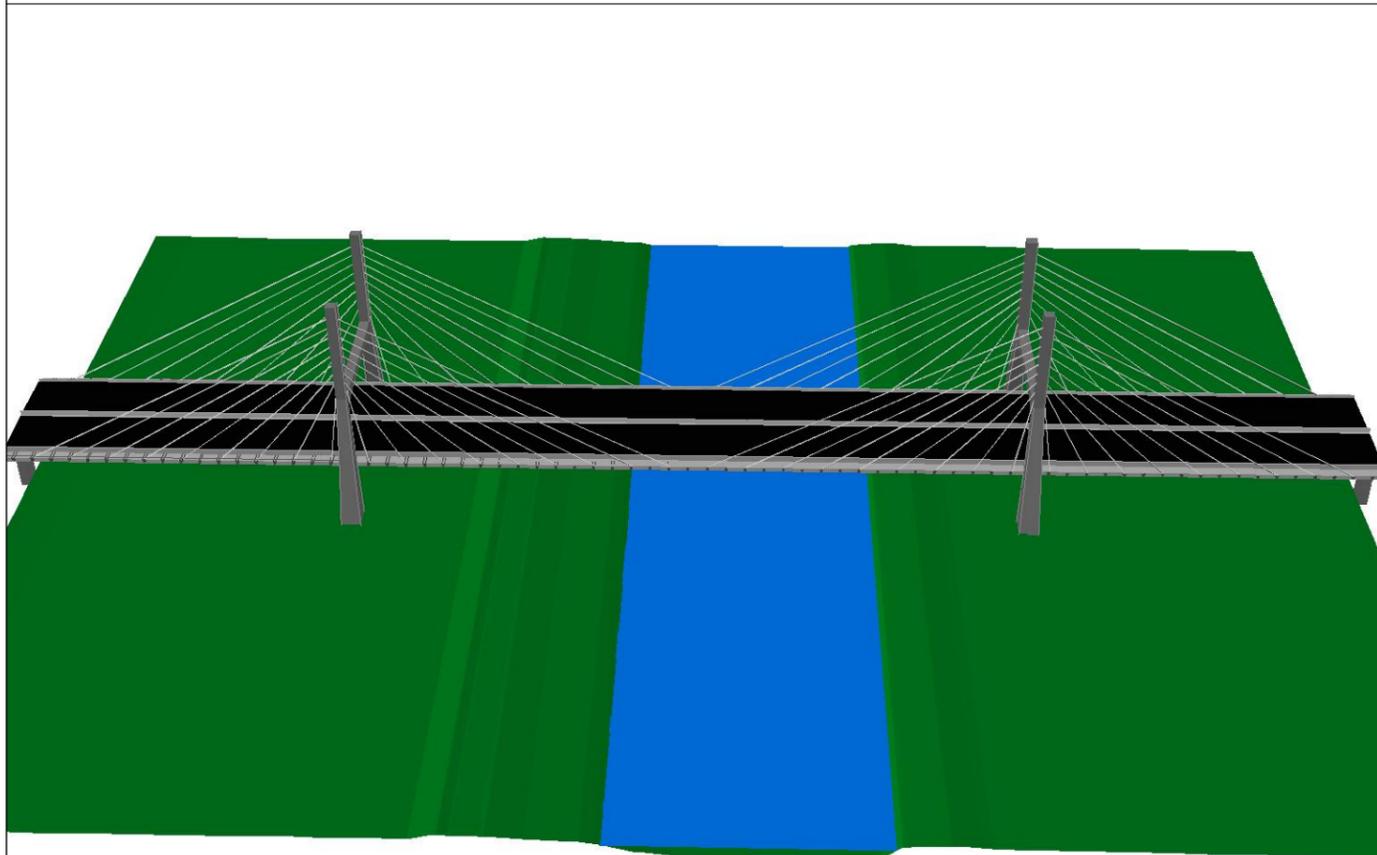
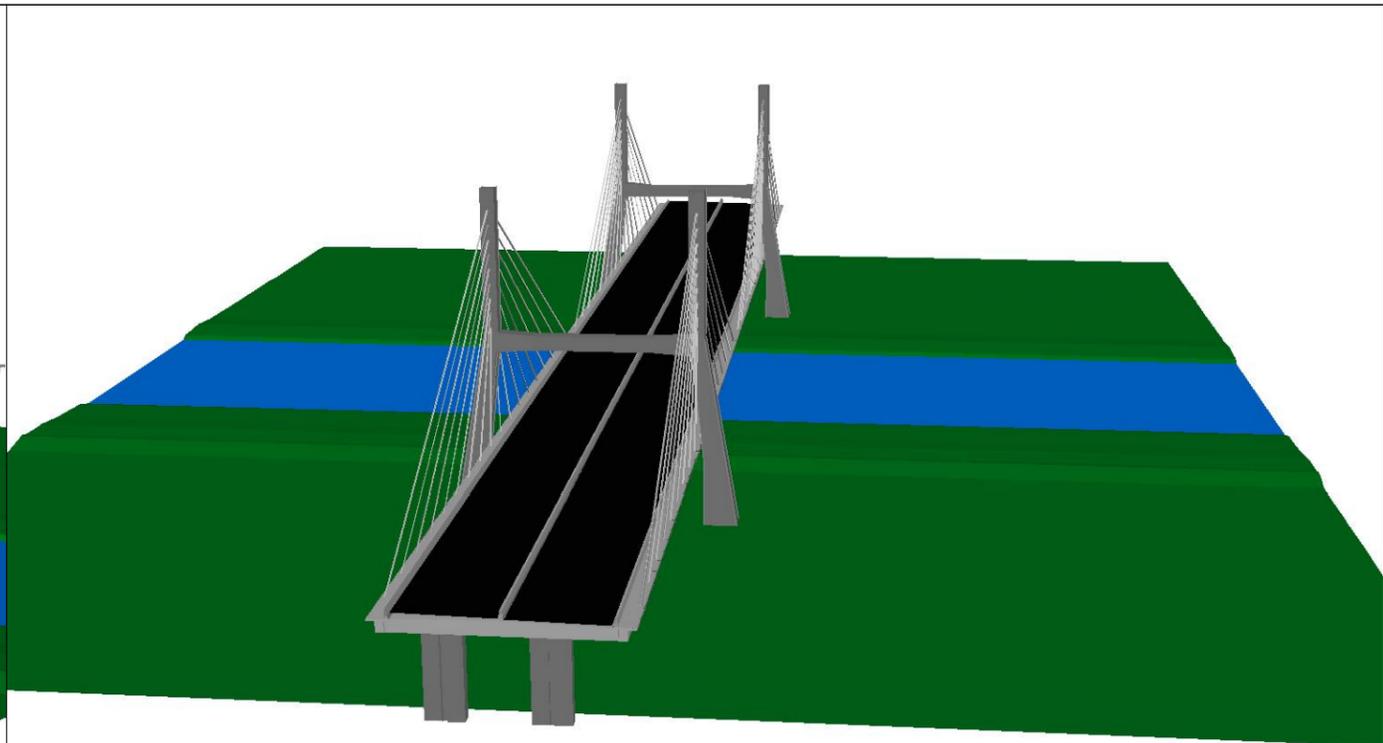
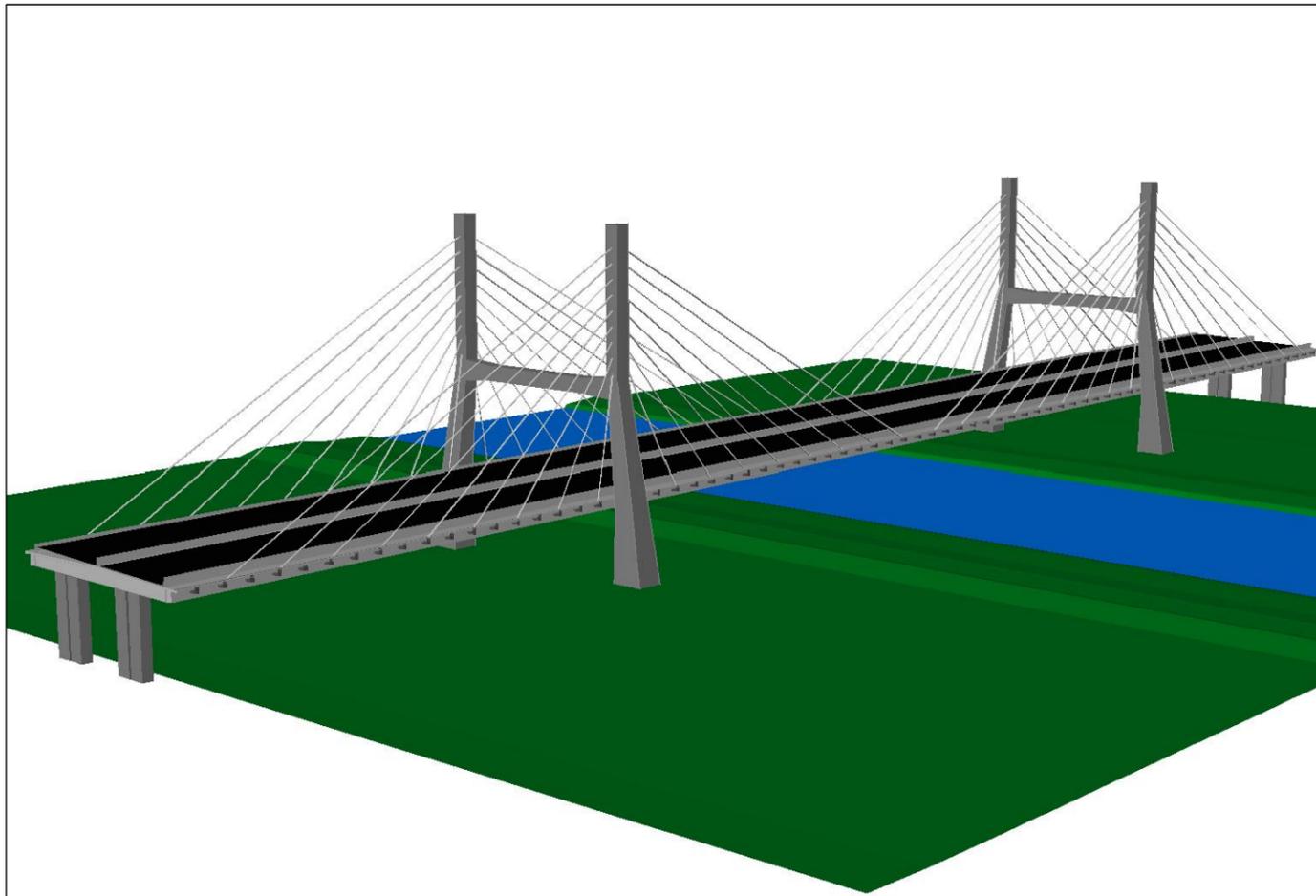
TIRANTES TRAMOS 1 E 3	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
DESIGNAÇÃO	6-22	6-31	6-31	6-31	6-43	6-43	6-43	6-43	6-43
FORÇA DE INSTALAÇÃO [kN/m]	640	1020	1180	1730	1700	1990	2170	2320	2320
RETENSIONAMENTO (Alongamento [mm])	8	10	13	12	29	34	33	37	41
FORÇA FINAL CONSTRUÇÃO [kN/m]	1220	1700	1900	2610	2920	3170	3310	3485	2950
RETENSIONAMENTO A LONGO PRAZO (Alongamento [mm])	60	76	65	81	102	117	122	121	110

TIRANTES DO TRAMO 2

TIRANTES TRAMO 2	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
DESIGNAÇÃO	6-22	6-31	6-31	6-31	6-43	6-43	6-43	6-43	6-43
FORÇA DE INSTALAÇÃO [kN/m]	640	1020	1180	1730	1700	1990	2170	2320	2320
RETENSIONAMENTO (Alongamento [mm])	8	10	13	12	29	34	33	37	41
FORÇA FINAL CONSTRUÇÃO [kN/m]	1225	1715	1900	2610	2910	3155	3280	3445	3040
RETENSIONAMENTO A LONGO PRAZO (Alongamento [mm])	60	76	64	28	34	42	42	38	33

- T... - TIRANTE
- IN - NÚMERO DAS ADUELAS (LADO NORTE DO PILAR)
- IS - NÚMERO DAS ADUELAS (LADO SUL DO PILAR)

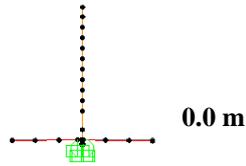
<p>INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO</p>	<p>Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal</p> <p>Descrição: Traçado dos tirantes e do pré-esforço longitudinal da Ponte Atriantada em alçado e em planta</p>	<p>Desenho Nº: 12</p>
	<p>Autor: Miguel Bárbara Nº 58637</p>	<p>Unidades [m]</p>
<p>Ano Lectivo 2010/2011</p>	<p>Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas</p>	



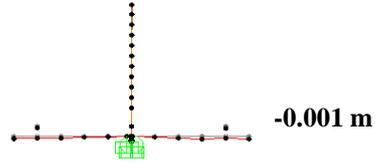
<p>INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO</p>	<p>Tese de Mestrado: Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal</p>	<p>Desenho Nº:</p>
	<p>Descrição: Ponte Atirantada a 3 dimensões</p>	<p>13</p>
	<p>Autor: Miguel Bárbara Nº 58637</p>	
<p>Ano Lectivo 2010/2011</p>	<p>Mestrado em Engenharia Civil Ramo de Estruturas</p>	

ANEXO B:
DEFORMADAS DA
PONTE EXTRADORSAL
NA FASE
CONSTRUTIVA

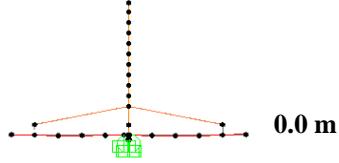
1) Betonagem do pilar, mesa de arranque (cimbres ao solo) e torre.



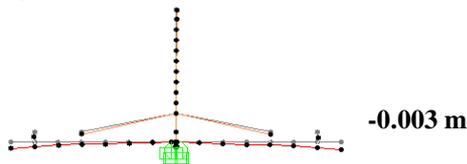
2) Betonagem da 1ª aduela (avanços sucessivos).



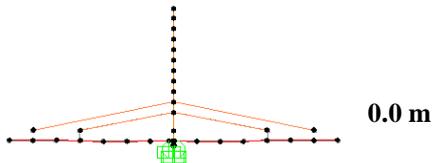
3) Instalação do 1º par de cabos extradorsais.



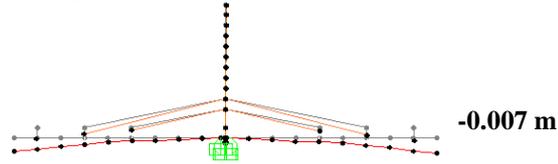
4) Betonagem da 2ª aduela (avanços sucessivos).



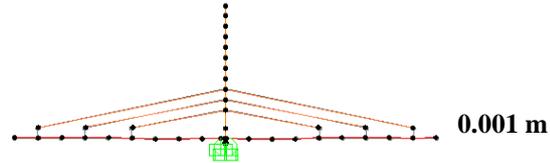
5) Instalação do 2º par de cabos extradorsais.



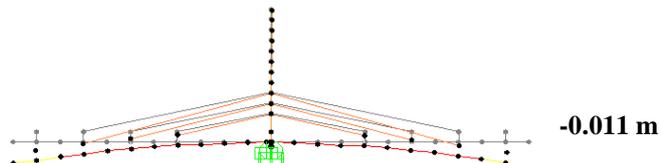
6) Betonagem da 3ª aduela (avanços sucessivos).



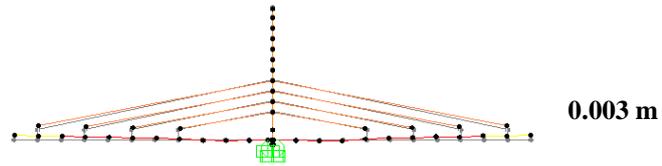
7) Instalação do 3º par de cabos extradorsais.



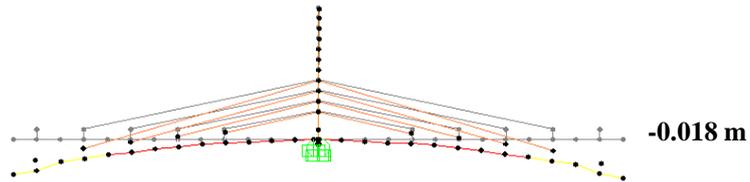
8) Betonagem da 4ª aduela (avanços sucessivos).



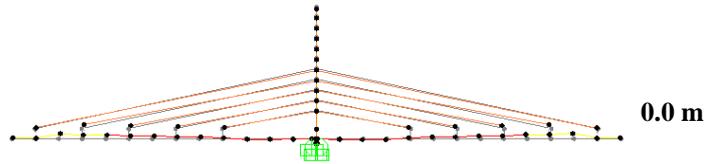
9) Instalação do 4º par de cabos extradorsais.



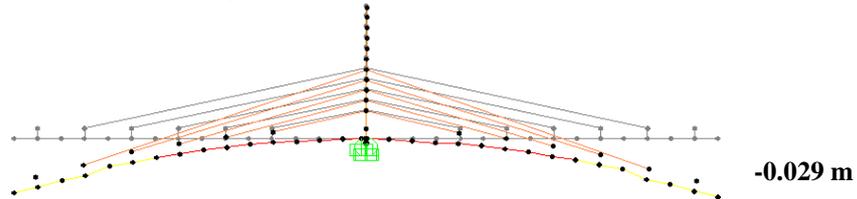
10) Betonagem da 5ª aduela (avanços sucessivos).



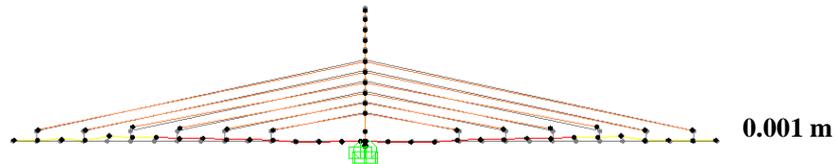
11) Instalação do 5º par de cabos extradorsais.



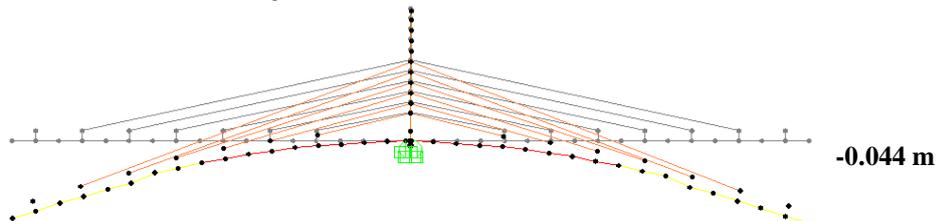
12) Betonagem da 6ª aduela (avanços sucessivos).



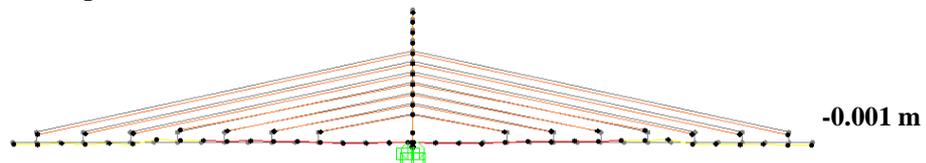
13) Instalação do 6º par de cabos extradorsais.



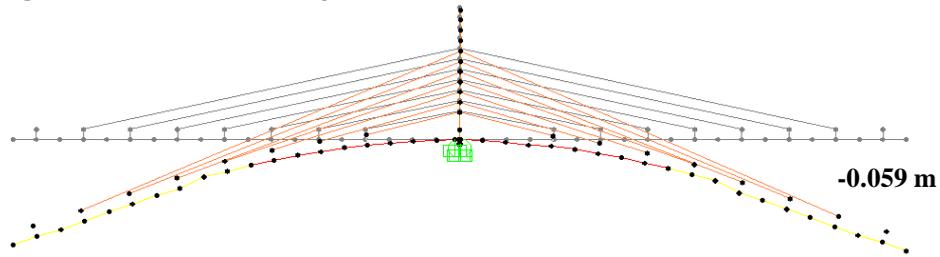
14) Betonagem da 7ª aduela (avanços sucessivos).



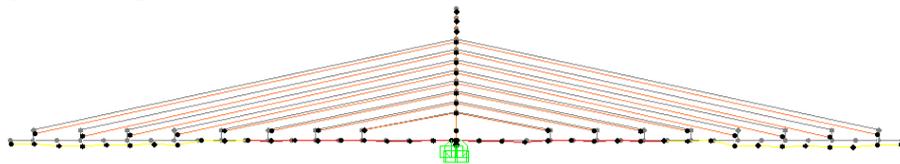
15) Instalação do 7º par de cabos extradorsais.



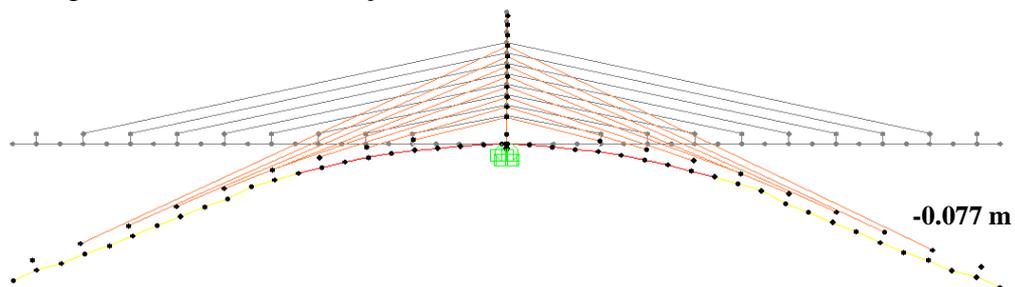
16) Betonagem da 8ª aduela (avanços sucessivos).



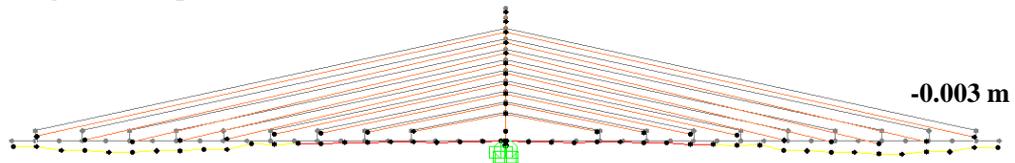
17) Instalação do 8º par de cabos extradorsais.



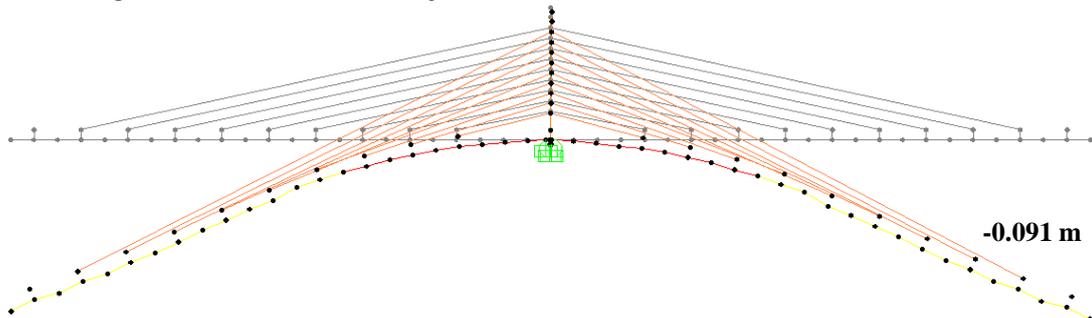
18) Betonagem da 9ª aduela (avanços sucessivos).



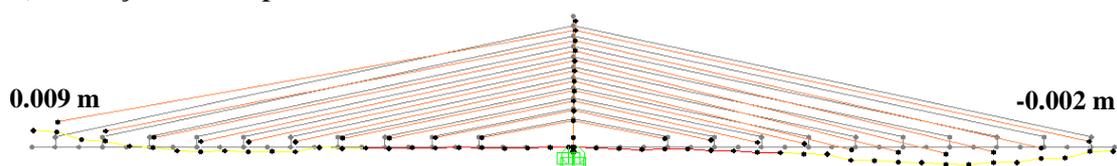
19) Instalação do 9º par de cabos extradorsais.



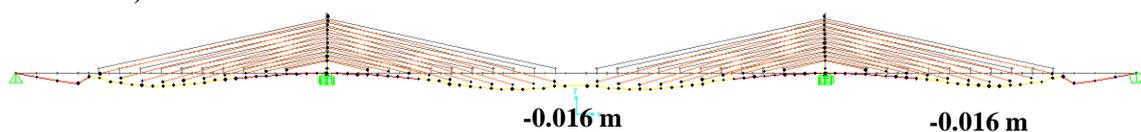
20) Betonagem da 10ª aduela (avanços sucessivos).



21) Instalação do 10º par de cabos extradorsais.



22) Betonagem dos tramos laterais (cimbra ao solo) e da aduela de fecho (avanços sucessivos).

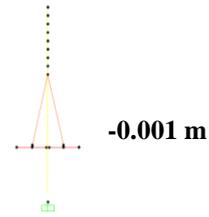


**ANEXO C:
DEFORMADAS DA
PONTE ATIRANTADA
NA FASE
CONSTRUTIVA**

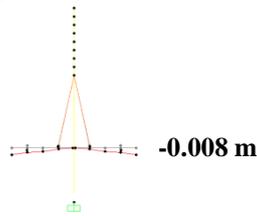
1) Betonagem da torre.



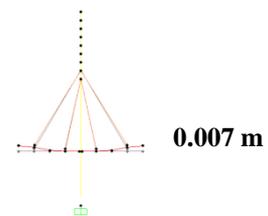
2) Betonagem da 1ª aduela e instalação do 1º par de tirantes (cimbre ao solo).



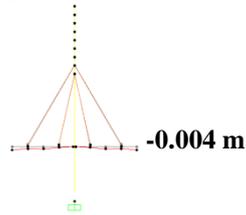
3) Betonagem das vigas principais da 2ª aduela (avanços sucessivos).



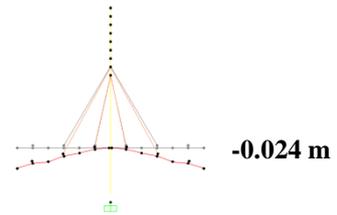
4) Instalação do 2º par de tirantes.



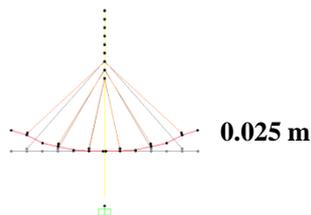
5) Betonagem das carlingas e da laje da 2ª aduela (avanços sucessivos).



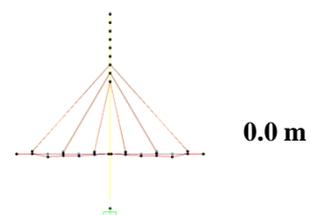
6) Betonagem das vigas principais da 3ª aduela (avanços sucessivos).



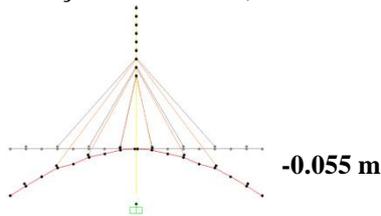
7) Instalação do 3º par de tirantes.



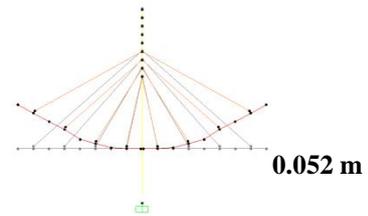
8) Betonagem das carlingas e da laje da 3ª aduela (avanços sucessivos).



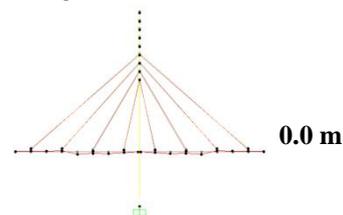
9) Betonagem das vigas principais da 4ª aduela (avanços sucessivos).



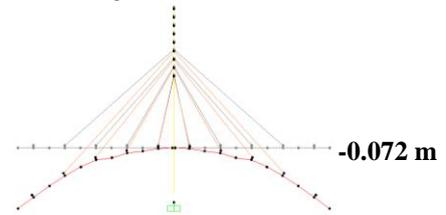
10) Instalação do 4º par de tirantes.



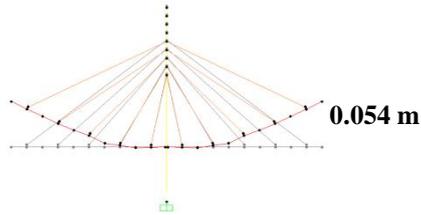
11) Betonagem das carlingas e da laje da 4ª aduela (avanços sucessivos).



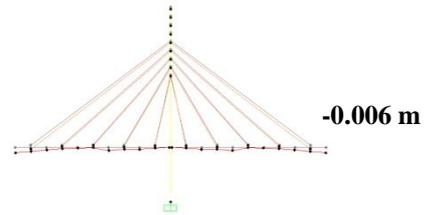
12) Betonagem das vigas principais da 5ª aduela (avanços sucessivos).



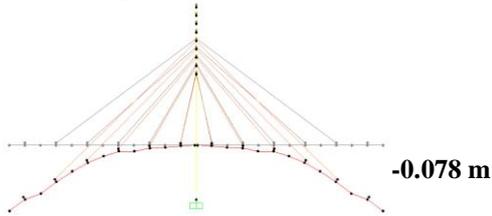
13) Instalação do 5º par de tirantes.



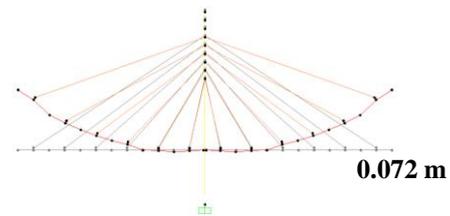
14) Betonagem das carlingas e da laje da 5ª aduela (avanços sucessivos).



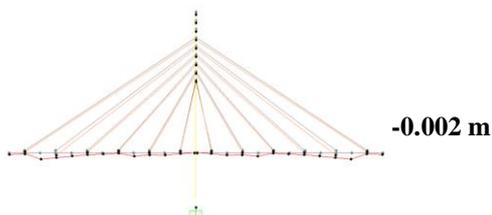
15) Betonagem das vigas principais da 6ª aduela (avanços sucessivos).



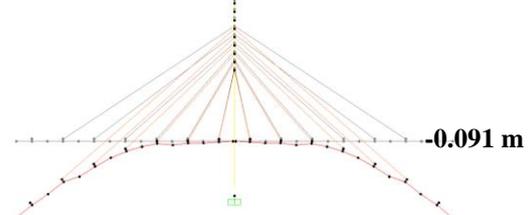
16) Instalação do 6º par de tirantes.



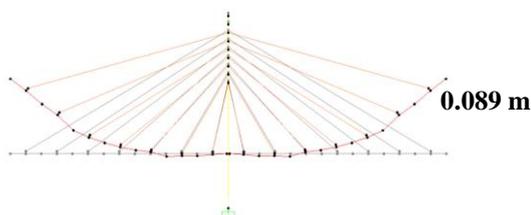
17) Betonagem das carlingas e da laje da 6ª aduela (avanços sucessivos).



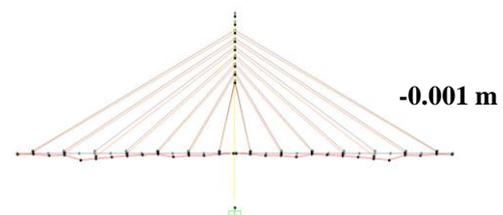
18) Betonagem das vigas principais da 7ª aduela (avanços sucessivos).



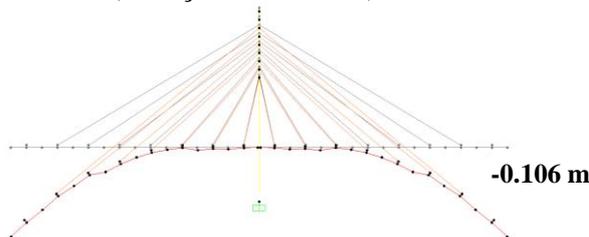
19) Instalação do 7º par de tirantes.



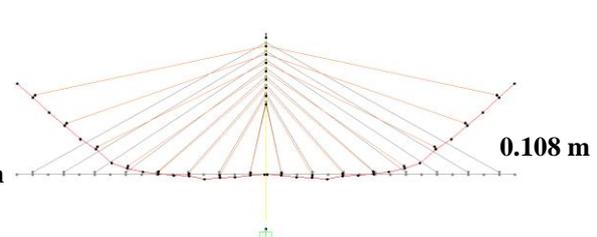
20) Betonagem das carlingas e da laje da 7ª aduela (avanços sucessivos).



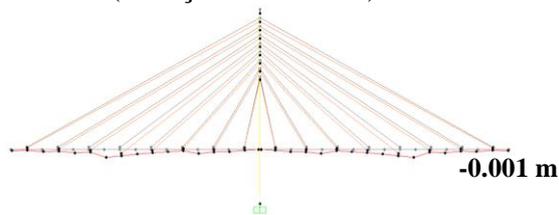
21) Betonagem das vigas principais da 8ª aduela (avanços sucessivos).



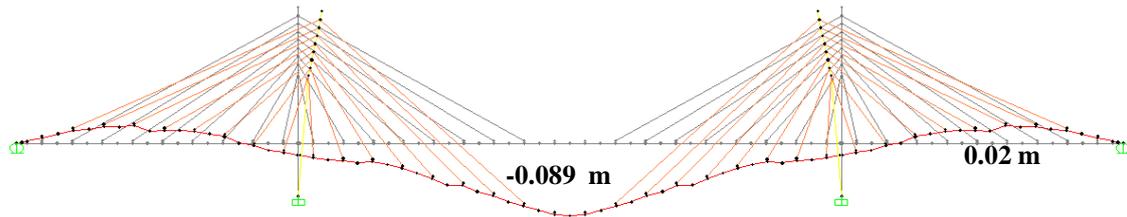
22) Instalação do 8º par de tirantes.



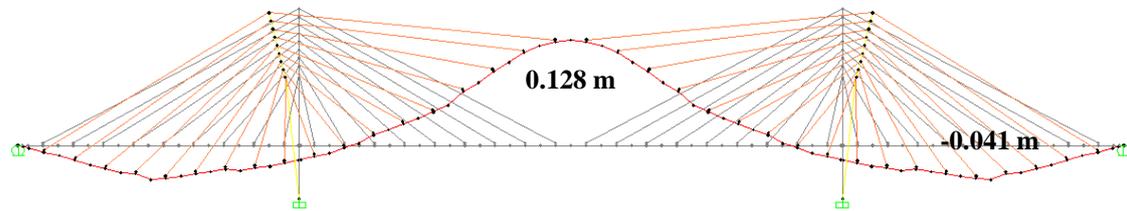
23) Betonagem das carlingas e da laje da 8ª aduela (avanços sucessivos).



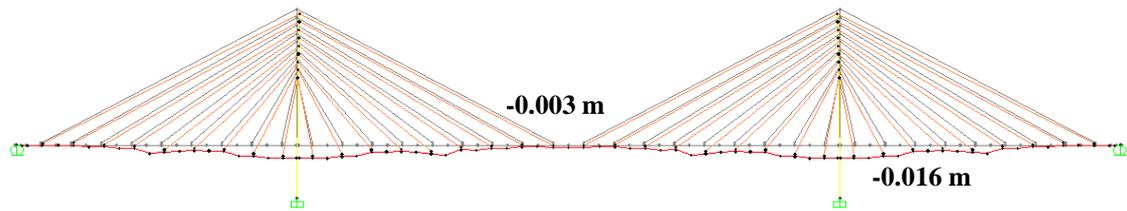
24) Betonagem das vigas principais da 9ª aduela (avanços sucessivos).



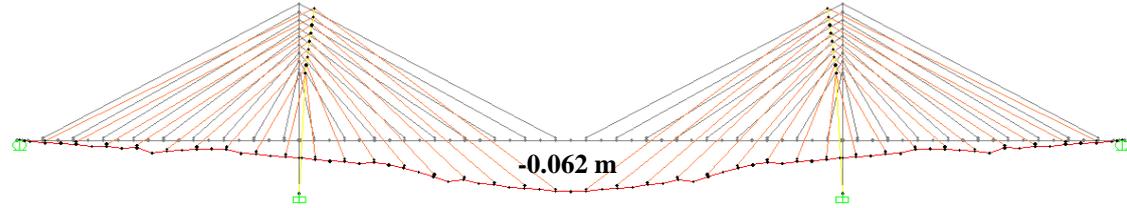
25) Instalação do 9º par de tirantes.



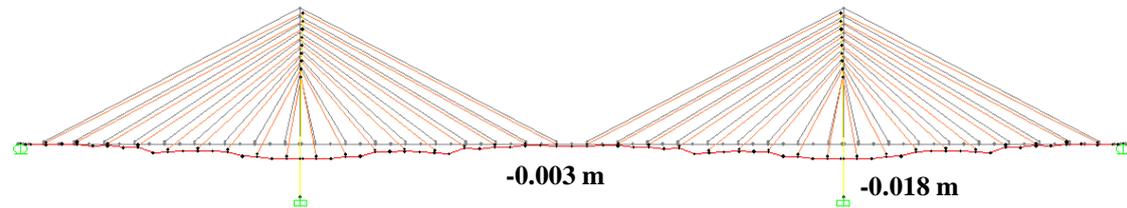
26) Betonagem das carlingas e da laje da 9ª aduela (avanços sucessivos).



27) Aplicação da restante carga permanente.



28) Retensionamento dos tirantes.



ANEXO D: DETALHES DE PONTES EXTRADORSAIS

Nome e País	Comprimento dos vãos	Largura	Altura Tabuleiro (h)		Vão	Altura das torres	Número de torres	L/H	L/h		Ligação	Tipo de	Referências
Ano de Conclusão	na zona extradorsal	Tabuleiro (b)	apoio	1/2 vão	principal (L)	(H)			apoio	1/2 vão	monolítica	suspensão	
1 - Ponte Ganter - Suíça 1980	127.0 + 174.0 + 127.0 + 80.0	10,0	5,0	2,5	174,0	14,9	2	11,7	34,8	69,6	Sim	Lateral	[2.28,2.66]
2 - Viaduto Arrêt-Darré - França 1983	60.0 + 4 x 100.0 + 52.0	20,5	3,8	3,8	100,0	8,0	5	12,5	26,7	26,7	Não	Central	[2.35,2.36,2.64,2.65]
3 - Ponte Barton Creek - Estados Unidos da América 1987	- 47.6 + 103.6 + 57.9	17,7	3,7	3,7	103,6	7,3	2	14,2	28,0	28,0	Sim	Central	[2.17,2.23]
4 - Ponte dos Socorridos - Portugal 1993	54.0 + 85.0 + 106.0 + 86.0	20,0	3,5	3,5	106,0	-----	2	-----	30,3	30,3	Sim	Central	[2.49,2.59]
5 - Ponte Odawara Blueway - Japão 1994	73.3 + 122.3 + 73.3	13,0	3,5	2,2	122,3	10,7	2	11,4	34,9	55,6	Sim	Lateral	[2.6,2.28]
6 - Ponte Saint-Remy-de-Maurienne - França 1996	52.4 + 48.5	13,4	2,2	2,2	80,7	5,9	1	13,7	36,7	36,7	Não	Lateral	[2.19,2.28,2.56]
7 - Viaduto Yashiro - Japão 1996	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	Lateral	[2.28,2.69]
8 - Ponte Shin-Karato - Japão 1998	74.1 + 140.0 + 69.1	11,5	3,5	2,5	140,0	12,0	2	11,7	40,0	56,0	Não	Lateral	[2.61]
9 - Ponte Tsukuhara - Japão 1998	65.4 + 180.0 + 76.4	12,8	5,5	3,0	180,0	16,0	2	11,3	32,7	60,0	Sim	Lateral	[2.42]
10 - Ponte Sunniberg - Suíça 1998	59.0 + 128.0 + 140.0 + 134.0 + 65.0	12,4	1,1	1,1	140,0	15,0	4	9,3	127,3	127,3	Sim	Lateral	[2.14,2.24]
11 - Ponte Kanisawa - Japão 1998	99.3 + 180.0 + 99.3	17,5	5,6	3,3	180,0	22,1	2	8,1	32,1	54,5	Sim	Lateral	[2.8,2.28]

Nome e País Ano de Conclusão	Comprimento dos vãos na zona extradorsal	Largura Tabuleiro (b)	Altura Tabuleiro (h)		Vão principal (L)	Altura das torres (H)	Número de torres	L/H	L/h		Ligação monolítica	Tipo de suspensão	Referências
			apoio	1/2 vão					apoio	1/2 vão			
12 - Ponte Santanigawa - Japão 1999	57.9 + 92.9	20,4	6,5	2,5	120,6	12,8	1	9,4	18,6	48,3	Sim	Central	[2.40,2.51]
13 - Ponte Rei Hussein - Jordânia 1999	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	Não	Lateral	[2.41]
14 - Segunda Ponte Mandaue-Mactan - Filipinas 1999	111.5 + 185.0 + 111.5	18,0	5,1	3,3	185,0	18,3	2	10,1	36,3	56,1	Sim	Lateral	[2.28]
15 - Ponte Matakina - Japão 2000	109.3 + 89.3	11,3	6,0	3,5	158,9	26,4	1	6,0	26,5	45,4	Sim	Lateral	[2.12,2.28]
16 - Ponte Shikari - Japão 2000	94.0 + 3 x 140.0 + 94.0	23,0	6,0	3,0	140,0	10,0	4	14,0	23,3	46,7	Não	Central	[2.29]
17 - Ponte Pakse - Laos 2000	51.0 + 123.0 + 143.0 + 91.5 + 34.5	13,8	6,5	3,0	143,0	15,0	2	9,5	22,0	47,7	Sim	Lateral	[2.12,2.28,2.31]
18 - Ponte Sajiki - Japão 2000	60.8 + 105.0 + 57.5	11,0	3,2	2,1	105,0	12,3	2	8,5	32,8	50,0	Não	-----	[2.29]
19 - Ponte Surikamigawa - Japão 2000	84.0 + 82.0	9,2	5,0	2,8	132,8	16,5	1	8,0	26,6	47,4	Não	-----	[2.28]
20 - Ponte Wuhu - China 2000	180.0 + 312.0 + 180.0	23,4	15,0	15,0	312,0	33,0	2	9,5	20,8	20,8	Não	Lateral	[2.13,2.15]
21 - Ponte Yukisawa-Ohashi - Japão 2000	70.3 + 71.0 + 34.4	15,8	3,5	2,0	71,0	11,5	1	6,2	20,3	35,5	Não	Lateral	[2.20]
22 - Ponte Miyakodagawa - Japão 2001	134.0 + 134.0	19,9	6,5	4,0	214,4	20,0	1	10,7	33,0	53,6	Sim	Mista	[2.30]

Nome e País Ano de Conclusão	Comprimento dos vãos na zona extradorsal	Largura Tabuleiro (b)	Altura Tabuleiro (h)		Vão principal (L)	Altura das torres (H)	Número de torres	L/H	L/h		Ligação monolítica	Tipo de suspensão	Referências
			apoio	1/2 vão					apoio	1/2 vão			
23 - Ponte Hozu - Japão 2001	50.0 + 76.0+100.0+76.0	15,3	2,8	2,8	100,0	10,0	2	10,0	35,7	35,7	Sim	Lateral	[2.28,2.60]
24 - Ponte Ibi Gawa - Japão 2001	154.0 + 4 x 271.5 + 157.0	33,0	7,3	4,3	271,5	30,0	2	9,1	37,2	63,1	Não	Central	[2.7,2.22,2.28, 2.32,2.39]
25 - Ponte Kiso Gawa - Japão 2001	160.0 + 3 x 275.0 + 160.0	33,0	7,3	4,3	275,0	30,0	2	9,2	37,7	64,0	Não	Central	[2.7,2.22, 2.28,2.39]
26 - Ponte Zhanbei - China 2001	80.8 + 132.0 + 80.8	-----	-----	-----	132,0	-----	2	-----	-----	-----	Não	Central	[2.44]
27 - Ponte Korrer Babeldoap - Palau 2002	82.0 + 247.0 + 82.0	11,6	7,0	3,5	247,0	27,0	2	9,1	35,3	70,6	Sim	Lateral	[2.43]
28 - Ponte Fukaura - Japão 2002	62.1 + 90.0 + 66.0	13,7	3,0	2,5	90,0	8,5	2	10,6	30,0	36,0	-----	-----	[2.28]
29 - Ponte Sashikubo - Japão 2002	114.0 + 114.0	11,3	6,5	3,2	182,4	22,0	1	8,3	28,1	57,0	Sim	Lateral	[2.28]
30 - Ponte Shinkawa - Japão 2002	90.0 + 130.0 + 80.5	25,8	4,0	2,4	130,0	13,0	2	10,0	32,5	54,2	Não	Central	[2.12,2.28]
31 - Ponte Rio Deba - Espanha 2003	42.0 + 66.0 + 42.0	13,9	2,7	2,7	66,0	-----	2	-----	24,4	24,4	Não	Lateral	[2.26]
32 - Ponte Himi - Japão 2004	91.8 + 180.0 + 91.8	12,5	4,0	4,0	180,0	19,8	2	9,1	45,0	45,0	Sim	Lateral	[2.12,2.28]
33 - Ponte Korong - Hungria 2004	52.26 + 61.98	15,9	2,5	2,5	91,4	9,5	1	9,7	36,6	36,6	Não	Lateral	[2.2]

Nome e País Ano de Conclusão	Comprimento dos vãos na zona extradorsal	Largura Tabuleiro (b)	Altura Tabuleiro (h)		Vão principal (L)	Altura das torres (H)	Número de torres	L/H	L/h		Ligação monolítica	Tipo de suspensão	Referências
			apoio	1/2 vão					apoio	1/2 vão			
34 - Ponte Shin-Meisei - Japão 2004	89.6 + 122.3 + 82.4	19,0	3,5	3,5	122,3	16,5	2	7,4	34,9	34,9	Sim	Central	[2.11]
35 - Ponte Lishi - China 2005	85.0 + 135.0 + 85.0	19,1	2,9	1,8	135,0	-----	2	-----	46,6	75,0	Não	Central	[2.44]
36 - Ponte Sannohe-Boukyo - Japão 2005	99.9 + 200.0 + 99.9	13,5	6,5	3,5	200,0	25,0	2	8,0	30,8	57,1	Sim	Lateral	[2.12,2.28]
37 - Ponte Domovinski - Croácia 2006	72 + 120 + 72	34,0	3,6	3,6	120,0	12,0	2	10,0	33,8	33,8	Não	Lateral	[2.53]
38 - Ponte Kack-Hwa - Coreia do Sul 2006	55.0 + 115.0 + 60.0	31,1	-----	-----	115,0	-----	2	-----	-----	-----	Sim	Lateral	[2.55]
39 - Segunda Ponte Thai-Lao - Tailândia e Laos 2006	100.0 + 100.0	12,0	-----	-----	160,0	-----	1	-----	-----	-----	Sim	Central	[2.67]
40 - Terceira Ponte Rio Branco - Brasil 2006	54.0 + 90.0 + 54.0	17,4	2,5	2,0	90,0	12,0	2	7,5	36,0	45,0	Sim	Lateral	[2.25]
41 - Ponte Tokunoyamahattoku - Japão 2006	139.7 + 220.0 + 139.7	17,4	6,5	4,0	220,0	24,0	2	9,2	33,8	55,0	Sim	Lateral	[2.21,2.45]
42 - Ponte Nanchiku - Japão 2006	68.1 + 110.0 + 68.1	20,6	3,5	2,6	110,0	11,0	2	10,0	31,4	42,3	Não	Lateral	[2.28]
43 - Ponte Rio Caobi - China 2006	72.0 + 2 x 120.0 + 72.0	19,6	7,5	4,5	120,0	-----	3	-----	16,0	26,7	Não	Central	[2.44]
44 - Ponte Rio Sanmenjiang - China 2006	100.0 + 160.0 + 100.0	41,0	-----	-----	160,0	-----	2	-----	-----	-----	Sim	Mista	[2.44]

Nome e País	Comprimento dos vãos	Largura	Altura Tabuleiro (h)		Vão	Altura das torres	Número de torres	L/H	L/h	Ligação	Tipo de	Referências	
Ano de Conclusão	na zona extradorsal	Tabuleiro (b)	apoio	1/2 vão	principal (L)	(H)			apoio	1/2 vão	monolítica	suspensão	
45 - Ponte Hemaxite - China 2006	125.0 + 230 + 125.0	-----	-----	-----	230,0	-----	2	-----	-----	-----	Não	Central	[2.44]
46 - Ponte Rio Shangyu Cao'e - China 2006	60.0 + 110.0 + 60.0	-----	-----	-----	110,0	-----	2	-----	-----	-----	Não	Lateral	[2.44]
47 - Ponte Rittoh - Japão 2006	140.0 + 170.0 + 115.0 + 70.0	19,6	7,5	4,5	170,0	30,5	1	5,6	22,7	37,8	Sim	Lateral	[2.11]
48 - Ponte Lusong - China 2007	75.0 + 2 x 140.0 + 75.0	-----	-----	-----	140,0	-----	3	-----	-----	-----	Não	Central	[2.44]
49 - Ponte Nymburk Bypass - República Checa 2007	41.0 + 132.0 + 41.0	16,7	3,8	3,8	132,0	-----	2	-----	35,2	35,2	Não	Lateral	[2.27,2.48]
50 - Ponte Puh - Eslovénia 2007	65.0 + 3 x 100.0 + 65.0	18,7	2,7	2,7	100,0	-----	4	-----	37,0	37,0	Não	Lateral	[2.33,2.62]
51 - Ponte Pyung-Yeo 2 Yeosu - Coreia do Sul 2007	65.0 + 120.0 + 65.0	23,5	4,0	3,5	120,0	10,5	2	11,4	30,0	34,3	Sim	Lateral	[2.34,2.58]
52 - Segunda Ponte Vivekananda - Índia 2007	55.0 + 7 x 110.0 + 55.0	28,6	3,5	3,5	110,0	14,0	8	7,9	31,4	31,4	Não	Central	[2.4,2.9,2.46]
53 - Ponte Integração Brasil-Peru - Brasil e Peru 2007	65.0 + 110.0 + 65.0	16,8	3,3	2,4	110,0	15,0	2	7,3	33,0	46,8	Não	Lateral	[2.25]
54 - Ponte Gum-Ga Grand - Coreia do Sul 2007	85.4 + 5 x 125.0 + 85.4	23,0	-----	-----	125,0	8,9	6	14,1	-----	-----	Não	Lateral	[2.44,2.54]
55 - Ponte North Arm - Canadá 2008	139.0 + 180.0 + 139.0	10,3	3,4	3,4	180,0	22,0	2	8,2	52,9	52,9	Sim	Central	[2.18]

Nome e País	Comprimento dos vãos	Largura	Altura Tabuleiro (h)		Vão	Altura das torres	Número de torres	L/H	L/h	Ligação	Tipo de	Referências	
Ano de Conclusão	na zona extradorsal	Tabuleiro (b)	apoio	1/2 vão	principal (L)	(H)			apoio	1/2 vão	monolítica	suspensão	
56 - Ponte Sul de Riga - Letônia 2008	-----	32,3	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	Central	[2.10]
57 - Ponte Sannai Maruyama - Japão 2008	74.18 + 2 x 150.0 + 74.18	13,9	-----	-----	150,0	-----	3	-----	-----	-----	Sim	Lateral	[2.12]
58 - Viaduto Trois Bassins - França 2008	18.6 + 126.0 + 104.4 + 75.6 + 43.2	22,0	7,0	4,0	126,0	19,0	2	6,6	18,0	31,5	Não	Central	[2.5,2.16]
59 - Ponte Jinglan - China 2008	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	Central	[2.44]
60 - Ponte Cho-Rack - Coreia do Sul 2008	70.0 + 3 x 130.0 + 70.0	14,0	-----	-----	130,0	-----	4	-----	-----	-----	Sim	Lateral	[2.44,2.52]
61 - Ponte Golden Ears - Canadá 2009	121.0 + 3 x 242.0 + 121.0	31,5	4,5	2,7	242,0	40,0	2	6,1	53,8	89,6	Sim	Lateral	[2.3,2.63]
62 - Ponte Karnaphuli - Bangladeche 2009	115.0 + 4 x 200.0 + 115.0	24,4	-----	-----	200,0	-----	5	-----	-----	-----	Não	Central	[2.44]
63 - Ponte Keong-An - Coreia do Sul 2009	70.0 + 130.0 + 70.0	30,0	3,0	3,0	130,0	-----	2	-----	43,3	43,3	Sim	Central	[2.44]
64 - Ponte Catumbela - Angola 2009	64.0 + 160.0 + 64.0	24,5	-----	-----	160,0	-----	2	-----	-----	-----	Não	Lateral	[2.47]
65 - Ponte Rio Xianshen - China 2009	123.0 + 123.0	-----	-----	-----	196,8	-----	1	-----	-----	-----	Sim	Central	[2.44]
66 - Ponte Rio Yudao - China 2009	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	Lateral	[2.44]

Nome e País	Comprimento dos vãos	Largura	Altura Tabuleiro (h)		Vão	Altura das torres	Número de torres	L/H	L/h		Ligação	Tipo de	Referências
Ano de Conclusão	na zona extradorsal	Tabuleiro (b)	apoio	1/2 vão	principal (L)	(H)			apoio	1/2 vão	monolítica	suspensão	
67 - Ponte Kantutani - Bolívia 2010	52.75 + 113.5 + 67.25	14,8	3,5	2,1	113,5	15,0	2	7,6	32,4	54,0	Sim	Central	[2.50]
68 - Ponte Choqueyapu - Bolívia 2010	52.5 + 92.5 + 46.5	14,8	3,5	2,1	92,5	15,0	2	6,2	26,4	44,0	Sim	Central	[2.50]
69 - Ponte Orkojahaira - Bolívia 2010	50.3 + 103 + 65.5	14,8	3,5	2,1	103,0	15,0	2	6,9	29,4	49,0	Sim	Central	[2.50]
70 - Viaduto Považská Bystrica - Eslováquia 2010	70.76 + 6 x 122.0 + 68.0	30,4	6,0	6,0	122,0	14,1	7	8,7	20,3	20,3	Não	Central	[2.12,2.57]
71 - Ponte Yumekake - Japão 2010	42.25 + 127.0 + 118.9	11,4	4,8	2,8	127,0	25,0	1	5,1	26,5	45,4	Sim	Lateral	[2.70]
72 - Ponte Pearl Harbor Memorial - EUA 2012	75.9 + 157.0 + 75.9	33,7	5,0	3,5	157,0	22,6	2	6,9	31,4	44,9	Não	Mista	[2.51]