



M 2016

**U. PORTO**  
**FEUP** FACULDADE DE ENGENHARIA  
UNIVERSIDADE DO PORTO

# **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO VIADUTO DO CORGO**

**ANDRÉ FILIPE VIANA DE AZEVEDO**  
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA  
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM  
ÁREA CIENTÍFICA



# **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO VIADUTO DO CORGO**

**ANDRÉ FILIPE VIANA DE AZEVEDO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

JULHO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

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

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

À minha família.



## **AGRADECIMENTOS**

Quero agradecer ao Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel, orientador científico desta dissertação, por todo o apoio e orientação que prestou ao longo deste último semestre, pelos seus ensinamentos importantíssimos para a realização deste trabalho e por toda a paciência e disponibilidade que sempre demonstrou para esclarecer todas as dúvidas que foram surgindo.

Agradeço ao Emanuel Tomé pela cedência de todos os dados e bibliografia indispensáveis à elaboração deste documento, bem como por toda a disponibilidade que demonstrou para me ouvir e para o esclarecimento de todas as questões colocadas.

Pelo apoio prestado durante praticamente todo ciclo de estudos que agora termina, bem como pela disponibilidade que demonstrou para me ajudar sempre que necessário, quero deixar um especial agradecimento à Catarina Forte.

Agradeço aos meus colegas de curso, pelo companheirismo durante os longos dias de estudo e pela discussão de vários assuntos relacionados com a presente dissertação.

Por último, quero agradecer à minha família por todo apoio prestado ao longo desta jornada e por terem apostado na minha formação. Agradeço também pela transmissão de todos os valores que me tornaram na pessoa que sou hoje.



## RESUMO

O Viaduto sobre o Vale do Rio Corgo é uma obra de arte dividida em três sub-viadutos, sendo o sub-viaduto central uma estrutura atirantada com um vão principal de 300m. A solução estrutural deste sub-viaduto passa pela utilização de um tabuleiro de betão armado pré-esforçado construído por avanços sucessivos em consola, com recurso a atirantamento exterior, utilizando um sistema de suspensão central. A principal incidência da presente dissertação diz respeito à modelação numérica por elementos finitos do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo.

Durante o desenvolvimento do trabalho é feita inicialmente uma breve descrição do comportamento estrutural típico das pontes de tirantes, sendo apontadas as principais soluções construtivas utilizadas para a materialização do tabuleiro, mastros e sistemas de atirantamento. Seguidamente é descrito, com o maior detalhe possível, todo o processo de modelação realizado, apresentando algumas simplificações e particularidades introduzidas. O modelo foi realizado utilizando o programa *DIANA*, tendo sido utilizados elementos de viga com integração numérica da secção transversal para o tabuleiro, pilares e mastros. Para os tirantes foram utilizados elementos de treliça, tendo sido desprezado o efeito da não linearidade geométrica, em virtude de o nível de tensão e o comprimento dos tirantes assim o permitir sem perda de precisão nos resultados obtidos.

De maneira a validar o modelo são comparadas grandezas como deslocamentos verticais e rotações longitudinais obtidas numericamente com as medidas durante o ensaio de carga. É feito ainda o estudo do comportamento do viaduto face às ações ambientais presentes no local de implantação, obtidas com recurso a dados de uma estação meteorológica próxima da localização da obra.

Finalmente, na parte final do trabalho tecem-se algumas conclusões acerca do comportamento estrutural e da influência das ações ambientais no viaduto do corgo, sendo apresentadas algumas sugestões de trabalhos futuros.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pontes de Tirantes, Modelação Numérica, Ensaio de Carga, Ações Ambientais, Ação da Temperatura.







## **ABSTRACT**

The main focus of this dissertation concerns the finite element modelling of the central sub-viaduct over the Vale do Rio Corgo. This viaduct is divided into three sub-viaducts, wherein the central sub-viaduct is a cable-stayed bridge with a main span of 300m. The adopted structural solution is a cable-stayed prestressed concrete bridge built using the balanced-cantilever method.

A brief description of the typical structural behaviour of cable stayed bridges is made, and the main constructive solutions used for the materialization of the deck, piles and towers are pointed out. Then, all the accomplished modelling process is described in as much detail as possible. The model was developed in the software DIANA, using beam elements to model the deck, piles and towers. These elements are fully numerically integrated, with the cross-section being discretized in fibres. Linear truss elements were adopted to model the stay-cables, thus excluding the nonlinear geometric effects characteristic of these elements, which is an acceptable simplification in view of the length and the stress level to which the cables are subjected to.

In order to validate the model, the calculated vertical displacements and longitudinal rotations are compared with the measurements performed during the test load. The study of the viaduct behaviour when subjected to the thermal actions as measured at the site is also performed and compared to that measured by the continuous monitoring system implemented at the viaduct.

Finally, at the end of the work they are identified some conclusions about the influence of environmental actions in the Viaduto do Corgo, with some suggestions for future works.

**KEYWORDS:** cable-stayed bridges, numerical modelling, load test, environmental actions, thermal action.







## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	I
RESUMO .....	III
ABSTRACT .....	V
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL .....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. MOTIVAÇÃO .....	2
1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
2. ESTADO DA ARTE .....	5
2.1 INTRODUÇÃO.....	5
2.2 PONTES ATIRANTADAS.....	5
2.2.1. DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA LONGITUDINAL .....	7
2.2.1.1. NÚMERO DE VÃOS LONGITUDINAIS .....	7
2.2.1.2. CONFIGURAÇÃO LONGITUDINAL DOS CABOS .....	10
2.2.1.3. ESPAÇAMENTO DOS CABOS.....	13
2.2.2. MASTROS.....	14
2.2.3. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA TRANSVERSAL.....	16
2.2.3.1. SUSPENSÃO CENTRAL.....	16
2.2.3.2. SISTEMA DE SUSPENSÃO LATERAL .....	17
2.2.3.3. TRÊS PLANOS DE SUSPENSÃO .....	20
2.2.3.4. SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO.....	20
2.3 TIRANTES.....	24
2.3.1. TIPOS DE TIRANTES.....	24
2.3.2. ANCORAGENS DOS TIRANTES .....	26
2.3.3. MÓDULO DE ELASTICIDADE EFETIVO .....	29
3. MODELAÇÃO DO SUB-VIADUTO CENTRAL DO VIADUTO DO CORGO .....	31
3.1 INTRODUÇÃO.....	31
3.2 DESCRIÇÃO GERAL DO VIADUTO DO CORGO .....	31
3.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	36

3.3.1. UTILIZAÇÃO DO CÓDIGO COMPUTACIONAL <i>DIANA</i> .....	36
3.3.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO .....	36
3.3.2.1. TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS .....	36
3.3.2.2. DEFINIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	37
3.3.2.3. SECÇÕES TRANSVERSAIS.....	39
3.3.2.4. MATERIAIS .....	41
3.3.2.5 LIGAÇÕES .....	42
3.3.2.6. AÇÕES .....	45
4. VALIDAÇÃO COM OS RESULTADOS DO ENSAIO DE CARGA .....	47
4.1. INTRODUÇÃO .....	47
4.2. SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL EXISTENTE .....	47
4.2.1. BREVE DESCRIÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS DE SENSORES .....	47
4.2.2. APRESENTAÇÃO DAS GRANDEZAS MEDIDAS .....	48
4.3. ENSAIO DE CARGA AO VIADUTO DO CORGO .....	50
4.3.1 DESCRIÇÃO DOS VEÍCULOS UTILIZADOS .....	50
4.3.2. POSIÇÃO DOS VEÍCULOS E CASOS DE CARGA .....	52
4.4. VALIDAÇÃO DO MODELO COM OS RESULTADOS DO ENSAIO DE CARGA .....	53
4.4.1. TABULEIRO.....	54
4.4.1.1. FLECHAS.....	54
4.4.1.2. ROTAÇÕES LONGITUDINAIS .....	58
4.4.2. MASTROS.....	60
4.4.2.1. DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS DOS MASTROS .....	60
4.4.2.2. ROTAÇÕES LONGITUDINAIS .....	66
4.4.3. VARIAÇÃO DA FORÇA NOS TIRANTES.....	71
4.4.4. LINHAS DE INFLUÊNCIA.....	74
5. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO VIADUTO DO CORGO SOB O EFEITO DAS AÇÕES TÉRMICAS .....	79
5.1. INTRODUÇÃO .....	79
5.2. AÇÕES TÉRMICAS .....	79
5.3. COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES REGISTADOS E OS LIMITES REGULAMENTARES.....	81
5.4. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DA ESTRUTURA ÀS AÇÕES AMBIENTAIS ESTIMADAS COM A RESPOSTA ÀS AÇÕES AMBIENTAIS REGULAMENTARES.....	85

<b>5.5. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DA ESTRUTURA ÀS AÇÕES TÉRMICAS COM A RESPOSTA ÀS SOBRECARGAS RODOVIÁRIAS REGULAMENTARES .....</b>	<b>96</b>
<b>6. CONCLUSÃO .....</b>	<b>99</b>
<b>6.1. CONCLUSÕES .....</b>	<b>99</b>
<b>6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>100</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>103</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>105</b>
<b>ANEXO A – REPRESENTAÇÃO DAS GRANDEZAS MEDIDAS NO ENSAIO DE CARGA.....</b>	<b>107</b>
<b>ANEXO B – POSIÇÃO DOS VEÍCULOS REFERENTES AO PERCURSO II DO ENSAIO DE CARGA .....</b>	<b>109</b>
<b>ANEXO C – DEFORMADAS REFERENTES AO PERCURSO II DO ENSAIO DE CARGA .....</b>	<b>111</b>
<b>ANEXO D – AÇÕES TÉRMICAS PARA OS PILARES E MASTROS .....</b>	<b>113</b>
<b>D.1. PILARES P15 E P22 .....</b>	<b>113</b>
<b>D.2. PILARES P16 E P21 .....</b>	<b>114</b>
<b>D.3. PILARES P17 E P20 .....</b>	<b>115</b>
<b>D.4. PILARES P18 E P19 .....</b>	<b>117</b>
<b>D.5. TOPO DOS MASTROS .....</b>	<b>118</b>
<b>D.6. ZONA BIFURCADA DOS MASTROS .....</b>	<b>119</b>
<b>ANEXO E – DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES RESULTANTES DOS DIFERENTES CASOS DE CARGA PARA O CÁLCULO DAS AÇÕES RELATIVAS À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DEFINIDAS NO EUROCÓDIGO .....</b>	<b>121</b>
<b>ANEXO F – ESFORÇOS NA BASE DOS PILARES RESULTANTES DAS VARIAÇÕES TÉRMICAS .....</b>	<b>123</b>
<b>F.1. PILAR P17 .....</b>	<b>123</b>
<b>F.2. PILAR P18 .....</b>	<b>123</b>
<b>F.3. PILAR P19 .....</b>	<b>124</b>
<b>F.4. PILAR P20 .....</b>	<b>125</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2. 1 - Comparação entre o custo de construção, em termos do comprimento dos vão, entre pontes convencionais e pontes atirantadas (Adaptado de (Menn 2012)).	6
Fig. 2. 2 – Disposições longitudinais das pontes de tirantes (adaptado de (Pedro 2010)).	8
Fig. 2. 3 – Ponte “Rion-Antirion” Grécia (Structurae).	9
Fig. 2. 4 – Diferentes disposições longitudinais para os cabos (adaptado de (Benaim 2008)).	11
Fig. 2. 5 – Peso de aço nos tirantes em função da relação entre a altura dos mastros e o comprimento do vão principal (Pedro 2010).	13
Fig. 2. 6 – Transmissão de uma carga concentrada aos tirantes: cima – tabuleiro com secção de baixa rigidez; baixo – tabuleiro com secção de grande rigidez (Gimsing 1997).	17
Fig. 2. 7 - Ponte Vasco da Gama. Inclinação dos fustes na direção do tabuleiro (Pedro 2010).	18
Fig. 2. 8 - Comparação entre suspensão total e suspensão parcial (adaptado de (Gimsing 1997)).	20
Fig. 2. 9 - Momento fletor nas vigas transversais em função da posição das vigas longitudinais (Pedro 2010).	21
Fig. 2. 10 - Configurações da secção transversal para uma suspensão central do tabuleiro (Pedro 2010).	23
Fig. 2. 11 - Configuração da secção transversal para uma suspensão lateral do tabuleiro (Pedro 2010).	23
Fig. 2. 12 – Secção transversal de um tirante “fechado” (Pedro 2010).	25
Fig. 2. 13 - Tirantes com cordões em espiral (Gimsing 1997).	25
Fig. 2. 14 – Tirantes com cordões paralelos com forma hexagonal (Ltd).	26
Fig. 2. 15 - Tirantes protegidos individualmente e exteriormente com bainhas de polietileno de alta densidade (Pedro 2010).	26
Fig. 2. 16 – Ancoragem dos tirantes nos mastros. Do lado esquerdo está representado o cruzamento das ancoragens e do lado direito a ancoragem nos dois lados do mastro (adaptado de (Svensson 2013)).	27
Fig. 2. 17 - Estrutura metálica de ancoragem dos tirantes (Svensson 2013).	28
Fig. 2. 18 – Relação entre $E_t$ e $E_e$ em função do nível de tensão instalada no tirante (Pedro 2010).	30
Fig. 3. 1 – Vista em alçado (superior) e em planta (inferior) do Viaduto do Corgo (Barata 2012).	32
Fig. 3. 2 – Secção transversal tipo dos Sub-Viadutos Laterais (AutoestradasXXI et al. 2010b).	33
Fig. 3. 3 – Secção transversal do sub-viaduto central na zona não suspensa (AutoestradasXXI et al. 2010b).	34
Fig. 3. 4 – Secção transversal do sub-viaduto central na zona suspensa (AutoestradasXXI et al. 2010b).	34
Fig. 3. 5 – Corte longitudinal do sub-viaduto central (AutoestradasXXI et al. 2010b).	35

Fig. 3. 6 – Elemento de viga “CL18B” (Manie e BV 2011). .....	37
Fig. 3. 7 – Elemento de treliça “L2TRU” (Manie e BV 2011). .....	37
Fig. 3. 8 – Alçado longitudinal do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo (conteúdo do ecrã iDIANA). .....	39
Fig. 3. 9 – Simplificação da secção transversal do tabuleiro na zona suspensa. ....	40
Fig. 3. 10 – Ligação da estrutura ao exterior (conteúdo do ecrã iDIANA). ....	42
Fig. 3. 11 – Pormenor da ligação tirantes/tabuleiro (esquerda) e tirantes/mastros (direita) (contudo do ecrã iDIANA). .....	43
Fig. 3. 12 – Pormenor da ligação mastro/tabuleiro/pilar (conteúdo de ecrã iDIANA). ....	44
Fig. 3. 13 – Pormenor da ligação na zona de bifurcação dos mastros (conteúdo do ecrã iDIANA). ....	45
Fig. 4. 1 – Tirantes instrumentados com acelerómetros e com células de carga. A azul os tirantes instrumentados com acelerómetros e com células de carga e a vermelho os tirantes instrumentados apenas com acelerómetros. Referido em (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014). .....	49
Fig. 4. 2 – Exemplo de um transdutor de deslocamentos do tipo LVDT instalado em obra (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014). ....	50
Fig. 4. 3 – Ilustração representativa dos veículos utilizados (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014). ....	51
Fig. 4. 4 – Representação do caso de carga CC14 do ensaio de receção (conteúdo do ecrã iDIANA). .....	53
Fig. 4. 5 – Deformada do SVC sob ação de CC14. Amplificação de 500 vezes (conteúdo ecrã iDIANA). .....	54
Fig. 4. 6 – Resultados numéricos (linhas) vs. experimentais. CC12 e CC16. ....	56
Fig. 4. 7 – Resultados numéricos (linhas) vs. experimentais. CC13 e CC15. ....	56
Fig. 4. 8 – Resultados numéricos (linha) vs. experimentais. CC14. ....	56
Fig. 4. 9 – Rotações longitudinais calculadas vs. medidas. CC12 e CC16. ....	59
Fig. 4. 10 – Rotações longitudinais calculadas vs. medidas. CC13 e CC15. ....	59
Fig. 4. 11 – Rotações longitudinais calculadas vs. medidas. CC14. ....	59
Fig. 4. 12 – Deformação horizontal de P18 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos). .....	61
Fig. 4. 13 – Deformação horizontal de P18 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos). .....	61
Fig. 4. 14 – Deformação horizontal de P18 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos). .....	62
Fig. 4. 15 – Deformação horizontal de P19 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos). .....	62
Fig. 4. 16 – Deformação horizontal de P19 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos). .....	63

Fig. 4. 17 – Deformação horizontal de P19 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos). .....	63
Fig. 4. 18 – Rotações longitudinais de P18 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos). .....	67
Fig. 4. 19 – Rotações longitudinais de P18 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos). .....	67
Fig. 4. 20 – Rotações longitudinais de P18 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos). .....	68
Fig. 4. 21 – Rotações longitudinais de P19 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos). .....	68
Fig. 4. 22 – Rotações longitudinais de P19 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos). .....	69
Fig. 4. 23 – Rotações longitudinais de P19 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos). .....	69
Fig. 4. 24 – Variação de forças numéricas vs. experimentais. ....	72
Fig. 4. 25 – Variação de forças numéricas vs. experimentais. ....	72
Fig. 4. 26 – Variação de forças numéricas vs. experimentais. ....	72
Fig. 4. 27 – Variação de forças numéricas vs. experimentais. ....	73
Fig. 4. 28 – Linhas de influência das flechas verticais do tabuleiro. ....	75
Fig. 4. 29 – Linha de influência da flecha vertical a meio vão do vão central. ....	75
Fig. 4. 30 – Linhas de influência de rotações longitudinais do tabuleiro. ....	76
Fig. 4. 31 – Linhas de influência da variação dos esforços nos tirantes. ....	76
Fig. 5. 1 – Distribuição da temperatura num dado elemento estrutural (CEN 2009). ....	80
Fig. 5. 2 – Evolução da componente uniforme da variação de temperatura para o tabuleiro, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)). ....	82
Fig. 5. 3 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura para o tabuleiro. ....	83
Fig. 5. 4 – Evolução da componente diferencial vertical da variação de temperatura para o tabuleiro, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)). ....	83
Fig. 5. 5 – Ocorrência da componente diferencial vertical da variação da temperatura para o tabuleiro. ....	84
Fig. 5. 6 – Evolução da componente uniforme da temperatura para os tirantes, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)). ....	84
Fig. 5. 7 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura para os tirantes. ....	85
Fig. 5. 8 – Deformada da estrutura sob a ação das combinações condicionantes: a) Combinação 7, condição de verão, b) Combinação 16, condição de inverno (conteúdo do ecrã iDIANA). ....	89
Fig. 5. 9 – Variação da flecha a meio vão do vão central resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)). ....	89

Fig. 5. 10 – Ocorrência em termos de frequência absoluta da flecha a meio vão do vão central, em mm.....	90
Fig. 5. 11 – Variação do momento a meio vão do vão central resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).....	91
Fig. 5. 12 – Ocorrência em termos de frequência absoluta do momento fletor a meio vão do vão central, em MN.m. ....	92
Fig. 5. 13 – Variação do momento na zona dos mastros resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)). ....	93
Fig. 5. 14 – Ocorrência em termos de frequência absoluta do momento fletor na zona dos mastros, em MN.m. ....	93
Fig. 5. 15 – Variação da força instalada no tirante T18C20 resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)). ....	94
Fig. 5. 16 – Ocorrência em termos de frequência absoluta da variação da força no tirante T18C20, em kN.....	95

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3. 1 – Comparação entre secção original e simplificada da zona suspensa do tabuleiro .....	40
Tabela 3. 2 – Validação da secção transversal da zona suspensa do tabuleiro. ....	41
Tabela 3. 3 – Características dos materiais utilizados.....	41
Tabela 3. 4 – Aferição da utilização de ligações infinitamente rígidas. ....	43
Tabela 3. 5 – Valores do peso dos elementos do tabuleiro e respetivo peso volúmico. ....	46
Tabela 3. 6 – Restantes cargas permanentes .....	46
Tabela 4. 1 – Características dos veículos utilizados no ensaio de carga. ....	51
Tabela 4. 2 – Objetivos para os casos de carga do sub-viaduto central, relativos ao percurso II (adaptado de (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014)). ....	52
Tabela 4. 3 – Deslocamentos verticais do tabuleiro. ....	57
Tabela 4. 4 – Variação entre os resultados numéricos e experimentais. ....	58
Tabela 4. 5 – Resumo dos resultados observados ( $\times 10^{-3}$ graus).....	60
Tabela 4. 6 – Deslocamentos (u) em mm, nos aparelhos de apoio. ....	64
Tabela 4. 7 – Deslocamentos longitudinais no mastro P18, em milímetros. ....	65
Tabela 4. 8 – Deslocamentos longitudinais no mastro P19, em milímetros. ....	66
Tabela 4. 9 – Rotações longitudinais de P18 ( $\times 10^{-3}$ graus). ....	70
Tabela 4. 10 – Rotações longitudinais de P19 ( $\times 10^{-3}$ graus) .....	70
Tabela 4. 11 – Variação da força nos tirantes (kN). Resultados numéricos vs. experimentais. ....	73
Tabela 4. 12 – Variação da força nos tirantes (kN). Resultados numéricos vs. experimentais. ....	73
Tabela 5. 1 - Valores médios anuais da componente uniforme da variação de temperatura simulados para o local de implantação da obra, em °C. ....	81
Tabela 5. 2 – Valores regulamentares para a variação da temperatura uniforme, em °C. ....	82
Tabela 5. 3 – Valores regulamentares para a variação de temperatura diferencial em °C. No tabuleiro esta tem direção vertical e nos pilares e mastro direção longitudinal.....	82
Tabela 5. 4 – Combinações para o cálculo da ação respeitante às variações ambientais em situações de verão e inverno.....	87
Tabela 5. 5 – Flexa a meio vão do vão central sob a ação dos valores regulamentares, em mm.....	87
Tabela 5. 6 – Momento a meio vão do vão central resultante dos valores regulamentares, em MN.m. ....	90
Tabela 5. 7 – Momento nas zonas próximas dos mastros, resultante das ações regulamentares. ....	92
Tabela 5. 8 – Variação da força no tirante T18C20 sob a ação dos valores regulamentares.....	94
Tabela 5. 9 – Ocorrência, em percentagem, da resposta da estrutura em condições de serviço durante um ano. ....	96

Tabela 5. 10 – Comparação entre os esforços resultantes das ações térmicas e os resultantes das sobrecargas rodoviárias. .... 97





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O Viaduto sobre o Vale do Rio Corgo, designado por Viaduto do Corgo na presente dissertação, tem uma importância económica e social muito vincada no meio em que se insere. Obras de arte deste tipo, construídas maioritariamente com o objetivo da transposição de obstáculos físicos, tais como vales profundos ou rios, desempenham um papel fundamental para o desenvolvimento, quer social quer económico do meio onde se inserem, pois permitem a ligação dessa comunidade aos meios envolventes, facilitando as trocas comerciais, bem como a circulação de pessoas e mercadorias, fomentando desta maneira o desenvolvimento.

Obras de arte com a dimensão, importância e complexidade do Viaduto do Corgo devem, hoje em dia, ser munidas de um sistema de monitorização estrutural que permita acompanhar o desempenho da obra. Trata-se de um grande auxílio aos donos de obra na medida em que permite complementar com informação quantitativa todas as análises qualitativas que decorrem dos procedimentos tradicionais de manutenção baseados em inspeções visuais. Com a construção de modelos numéricos, onde seja considerado o histórico de carregamento das obras de arte, é possível prever, com um grau de exatidão associado bastante aceitável, as consequências de ações acidentais, como rotura de tirantes, ou mesmo os esforços resultantes de operações de manutenção como a substituição dos aparelhos de apoio. Este trabalho surge da necessidade de ter um modelo numérico calibrado com os resultados experimentais que permita a interpretação das grandezas medidas pelo sistema de monitorização (flechas, rotações, extensões, deslocamentos de juntas e forças nos tirantes). O modelo a construir será também muito útil no futuro para a simulação de cenários de dano.

No contexto apresentado anteriormente, surge o trabalho a desenvolver na presente dissertação. Trata-se do desenvolvimento de um modelo tridimensional do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo, com capacidade para retratar o comportamento estrutural no seu plano e fora dele. Apesar de o autor reconhecer a importância da consideração do processo construtivo, bem como do histórico de carregamento, sendo esta a única maneira de obter numericamente os esforços reais presentes no viaduto, um modelo linear elástico é válido na medida em que os seus resultados deverão ser interpretados como variações de esforços ou deslocamentos em torno de uma posição de equilíbrio inicial.

Por último é importante referir que a existência de modelos numéricos devidamente calibrados com os resultados da monitorização contínua podem ser um importante instrumento para a definição de níveis de alerta na deteção de anomalias estruturais.

## **1.2. OBJETIVOS**

O principal objetivo da presente dissertação passa pela construção de um modelo numérico tridimensional, preparado para a introdução do faseamento construtivo, histórico de carregamento do viaduto, bem como de todas as armaduras ordinárias e de pré-esforço existentes, possibilitando dessa maneira futuras análises não lineares e por esse motivo mais representativas do comportamento real da estrutura. O modelo a construir deverá igualmente representar com o maior detalhe possível o comportamento estrutural do viaduto no seu plano e fora dele.

Como referido anteriormente, é essencial a validação dos modelos numéricos com os resultados provenientes da monitorização contínua, sendo por esse motivo objetivo da presente dissertação, a comparação do modelo a construir com estes dados, de maneira a introduzir fiabilidade aos resultados possíveis de extrair.

É também objetivo do presente estudo, fazendo utilização do modelo de elementos finitos, a análise do comportamento estrutural do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo às ações ambientais, através da utilização de séries temporais de variações de temperatura uniforme e diferenciais recolhidas no local de implantação da obra.

Por último é ainda importante referir que os objetivos da presente dissertação passam pelo melhor entendimento do comportamento estrutural deste tipo de obras de arte por parte do autor, sendo por esse motivo dedicado um capítulo à exposição dos principais conceitos relativos ao comportamento estrutural das pontes de tirantes.

## **1.3. MOTIVAÇÃO**

A grande motivação do autor para a realização da presente dissertação diz respeito ao aprofundamento dos conhecimentos em modelação estrutural, bem como acerca do comportamento deste tipo de obras de arte de grande envergadura, sendo assuntos que não foram abordados com grande detalhe durante o plano de estudos que agora termina, mas que sempre motivaram o seu interesse.

O facto de poder contribuir com uma ferramenta de trabalho, como é o caso do modelo a realizar, para futuros trabalhos académicos e científicos, é também um fator de motivação importante, bem como a oportunidade de enriquecimento científico e pessoal.

## **1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação está organizada em seis capítulos. O primeiro diz respeito à introdução, onde é feito um enquadramento geral ao trabalho a realizar e são apresentados os principais objetivos.

No capítulo dois, estado da arte, são apresentados os principais conceitos relativos ao funcionamento estrutural das pontes de tirantes.

Por sua vez, no capítulo três, é descrito detalhadamente todo o processo de modelação desenvolvido, de maneira a possibilitar ao leitor percepção das simplificações e pormenores de modelação adotados.

Devido à necessidade de validar o modelo, no capítulo quatro são comparadas grandezas como deslocamentos verticais e rotações com os resultados do ensaio de carga realizado ao Viaduto do Corgo.

No capítulo cinco é feita uma breve análise ao comportamento do viaduto perante as ações ambientais presentes no local de implantação da obra.

Por último, no capítulo seis, são apresentadas as principais conclusões resultantes do trabalho a realizar, bem como sugestões de possíveis trabalhos futuros.



# 2

## ESTADO DA ARTE

### 2.1 INTRODUÇÃO

A modelação estrutural é um processo moroso e complexo, que exige uma boa compreensão e conhecimento do funcionamento estrutural, com o objetivo de conseguir interpretar resultados e prever erros numéricos que possam surgir. Desta maneira, no presente capítulo é feita uma descrição geral do comportamento estrutural das pontes atirantadas. É abordado o comportamento tanto na direção longitudinal como na direção transversal e são descritas as diferentes soluções mais usadas nas pontes de tirantes existentes. Por último é abordado o comportamento estrutural dos tirantes.

Com este capítulo é pretendido perceber de uma maneira geral o funcionamento estrutural destas obras de arte, pois o processo de modelação tem inerente uma atitude crítica por parte do projetista.

### 2.2 PONTES ATIRANTADAS

Desde o final da construção da ponte “Stromsund Bridge” na Suécia em 1955, com um vão principal de 183m, as pontes de tirantes evoluíram de forma considerável, passando a ser uma solução muito comum para transpor vãos na ordem dos 200 a 500m. A sua grande variedade de formas e configurações para os cabos desperta o interesse da maior parte dos arquitetos ao longo de todo o mundo, bem como a curiosidade de qualquer cidadão sensibilizado para a observação deste tipo de obras de arte (Chen e Duan 2014).

O sistema de funcionamento estrutural de uma ponte de tirantes é bastante simples e intuitivo. O sistema de tirantes suspende a maior parte das cargas verticais que atuam ao nível do tabuleiro, possibilitando por isso um sistema de apoios intermédios ao longo do comprimento do mesmo, sendo graças a esse sistema possível vencer grandes vãos. Tanto os cabos, como as torres e o tabuleiro estão predominantemente sujeitos a esforços axiais, sendo que os cabos funcionam à tração e as torres e o tabuleiro estão sujeitos a esforços de compressão. Considerando que geralmente os membros sujeitos a esforços axiais são mais eficientes quando comparados com situações em que estão sujeitos a esforços de flexão, compreende-se que por esta razão as pontes de tirantes sejam mais económicas (Chen e Duan 2014). Graças ao sistema de atirantamento descrito, constituído por cabos inclinados de aço, neste tipo de pontes é possível construir tabuleiros em betão armado pré-esforçado com vãos de maior comprimento, comparativamente com as soluções tradicionais de pontes constituídas por este material, sendo este tipo de solução mais vantajoso do ponto de vista económico em vãos superiores a 150m (Menn 2012).

Apesar das pontes de tirantes serem geralmente vantajosas em termos económicos para grandes vãos, este tipo de solução consegue ser igualmente competitivo quando comparado com soluções de pontes em arco e em pórtico em vãos menores, contudo tal solução só deverá ser adotada em situações em que existam condicionantes em termos de ocupação espacial em zonas inferiores ao tabuleiro, dado que nestas obras de arte não existem pilares nestes locais (Menn 2012). Poderá ser também justificável o seu uso quando existe um vale com grande desnível em termos de altura a transpor, pois poderá não ser viável a construção de pilares nas zonas mais profundas.

Na Fig. 2.1 é possível observar a relação entre o comprimento dos vãos e o custo de construção para as pontes em pórtico e para as pontes atirantadas, observando-se que a solução de suspender o tabuleiro se torna viável em termos económicos a partir aproximadamente dos 150m, como já tinha sido referido anteriormente.

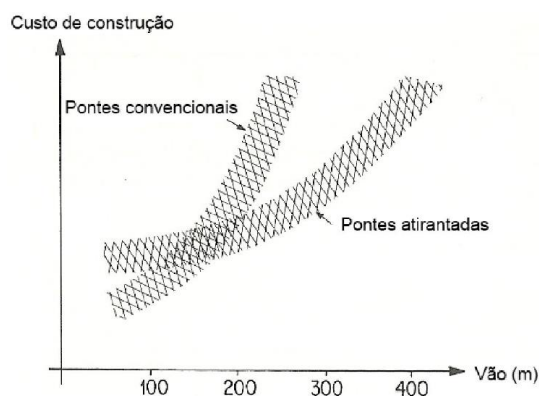


Fig. 2. 1 - Comparação entre o custo de construção, em termos do comprimento dos vão, entre pontes em pórtico (na figura designadas por pontes convencionais) e pontes atirantadas (Adaptado de (Menn 2012)).

Quando comparadas com pontes em pórtico de vãos equivalentes, as pontes de tirantes têm como vantagens a existência de um tabuleiro mais económico, contudo existe um custo adicional relacionado com o custo dos tirantes e da construção das torres. A quantidade de aço necessária para os tirantes é diretamente proporcional às cargas totais a equilibrar, que por sua vez são devidas em grande parte ao peso próprio de tabuleiro. Torna-se então compreensível que para a obtenção de pontes mais económicas, uma das principais soluções passe pela construção de tabuleiros mais leves. Seguindo este raciocínio, há algumas décadas os tabuleiros destas obras com vãos na ordem de grandeza dos 400m eram construídos em treliças de aço. Contudo, com o custo excessivo relacionado com a construção de tabuleiros unicamente em aço, os projetistas passaram a optar por soluções constituídas por tabuleiros mistos de aço e betão, em que a laje superior era executada em betão e as vigas principais longitudinais seriam constituídas por aço (Benaim 2008). Considerando o esquema estrutural destas pontes descrito, torna-se evidente que a melhor solução para a construção do tabuleiro não passe por um tabuleiro misto em aço e betão, pois este está maioritariamente sujeito a esforços de compressão. Dado que os cabos equilibram praticamente a totalidade dos esforços de corte e os relativos aos momentos fletores, fazendo com que as únicas ações verticais a serem resistidas pelo tabuleiro sejam cargas locais, torna-se claro que a substituição dos tabuleiros mistos de aço e betão, por tabuleiros constituídos por betão armado seria uma boa opção, não representando necessariamente um aumento do peso próprio, pois fazendo encurtar a distância entre os cabos, as ações a equilibrar pelo tabuleiro serão menores, sendo por isso possíveis soluções de betão armado mais leves e flexíveis. A compressão longitudinal existente no

tabuleiro tem um efeito benéfico no comportamento estrutural, pois permite reduzir a quantidade de pré-esforço longitudinal e de armaduras ordinárias necessárias para resistir às sobrecargas (Benaim 2008).

Para uma melhor percepção do comportamento estrutural descrito no parágrafo anterior, torna-se necessário descrever com mais detalhe os conceitos de cargas locais e cargas globais. Os momentos no tabuleiro das pontes de tirantes podem ser divididos numa parte devida à componente local das cargas atuantes e numa segunda parcela resultante da componente global das cargas. Os momentos fletores locais são proporcionais ao quadrado do espaçamento entre os cabos. Por outro lado, a componente global dos momentos, está relacionada com a rigidez do tabuleiro. Considerando a rigidez como uma medida do esforço que determinado elemento tende a “atrair”, conclui-se que quanto maior a rigidez do tabuleiro, maiores serão os esforços de flexão presentes neste elemento, logo é benéfica a obtenção de tabuleiros para as pontes de tirantes flexíveis (Benaim 2008). Desta maneira conclui-se que quanto menor o espaçamento entre os cabos, menor será o momento fletor local, o que proporciona a possibilidade da construção de tabuleiros mais flexíveis, o que por sua vez atrai menos momento global para esta zona da estrutura. Estas razões levaram à adoção por partes dos projetistas, de soluções constituídas por tirantes pouco afastados e por tabuleiros flexíveis para as pontes de tirantes mais recentes (Benaim 2008; Chen e Duan 2014). Esta opção construtiva sob a ação de esforços axiais de compressão, cria as condições ideais para a ocorrência de fenómenos de encurvadura, contudo foi comprovado que nas pontes de tirantes a carga crítica de encurvadura está mais dependente da rigidez dos cabos do que propriamente da rigidez do tabuleiro. Esta teoria foi corroborada por resultados experimentais que comprovam que mesmo para um tabuleiro altamente flexível, a carga crítica de encurvadura é superior a 400% das cargas frequentemente registadas em obras de arte deste género (Benaim 2008).

## 2.2.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA LONGITUDINAL

### 2.2.1.1. Número de vãos longitudinais

O sistema estrutural longitudinal tipicamente adotado para as pontes de tirantes diz respeito a uma disposição constituída por três vãos e duas torres (Fig. 2.2 a)). Normalmente estes vãos estão organizados de forma simétrica, com os vãos laterais com comprimentos aproximadamente iguais, onde são ancorados os tirantes de retenção, e o vão principal central suspenso com um comprimento superior.

Uma solução apenas usada em casos particulares diz respeito à adoção de uma torre. Nestas situações as disposições passam normalmente por uma das seguintes opções (Pedro 2010):

- Um vão principal compensado por um vão lateral no qual são ancorados os tirantes, sendo que este vão normalmente é de margem, onde são utilizados pilares intermédios (Fig. 2.2 b));
- Um vão principal atirantado único ou complementado com pequenos vãos de aproximação, com ancoragem exterior dos tirantes de retenção (Fig. 2.2 c));

Como visível na Fig. 2.2 c), na situação em que apenas é utilizada uma torre, esta pode ser inclinada no sentido dos tirantes de retenção. Trata-se de uma opção essencialmente estética, embora a inclinação da torre possa desempenhar igualmente uma função estrutural. É uma situação que permite reduzir as forças nos tirantes de retenção, pois o peso próprio da torre é excêntrico em relação à base, produzindo um momento fletor no sentido de reduzir o esforço nestes tirantes (Pedro 2010).

É consensualmente aceite que nestas obras de arte, considerando uma ponte com uma tipologia constituída por um vão principal e dois vãos laterais (tipologia mais usada), o comprimento dos vãos laterais seja aproximadamente 43% do comprimento do vão principal. Com esta relação entre vãos é

conseguido que os momentos fletores resultantes das sobrecargas sejam aproximadamente iguais, em termos de valor absoluto, a meio vão do vão principal e na zona de momentos negativos que diz respeito à localização dos mastros (Benaim 2008), sendo também conseguido que a variação da tensão nos tirantes de retenção se situe abaixo do seu limite de fadiga (Pedro 2010). Estas medidas devem ser tomadas apenas como um ponto de partida para o pré-dimensionamento deste tipo de obras de arte, sendo que apenas devem ser consideradas como tal e não como uma regra a ser respeitada impreterivelmente.

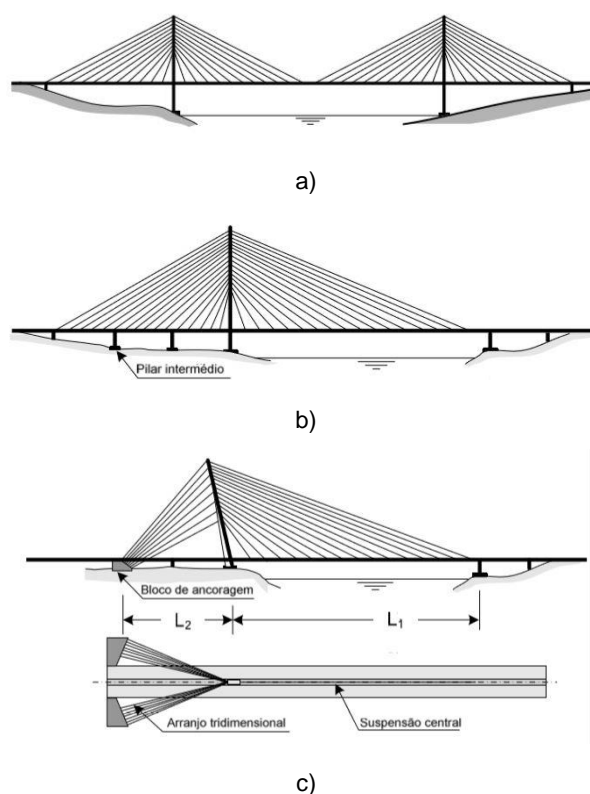


Fig. 2. 2 – Disposições longitudinais das pontes de tirantes (adaptado de (Pedro 2010)).

Como mencionado anteriormente, a relação entre os vãos laterais e centrais tem uma influência significativa na variação da tensão nos últimos tirantes de retenção (tirantes dos vãos laterais mais afastados dos mastros), devido à circulação das sobrecargas. Quando as sobrecargas atuam nos vãos laterais, existe uma redução de tensão nestes elementos. Por outro lado, quando estas ações estão situadas no vão central existe como consequência um aumento de tensão em tais tirantes. As amplitudes de variação das tensões mencionadas são proporcionais ao comprimento dos vãos laterais e intensificam-se caso não existam pilares intermédios (Benaim 2008; Pedro 2010). De facto, adotando pilares intermédios nos vãos laterais é possível fazer com que as variações de tensão nos tirantes de retenção se atenuem em grande escala, particularmente nos últimos tirantes, ou seja, nos elementos mais afastados dos mastros. Apesar de se registar este efeito benéfico, trata-se de uma solução inferior do ponto de vista estético e que conduz a dificuldades acrescidas no processo construtivo por avanços sucessivos (Pedro 2010), conduzindo a um aumento do custo final da empreitada.

Considerando este comportamento em que claramente existe uma variação muito pronunciada da tensão dos tirantes, é perceptível que tenha que ser considerado no seu processo de dimensionamento e das suas

respetivas ancoragens a resistência à fadiga, pois estes elementos estão sujeitos a uma grande amplitude de tensões. É de notar que as variações de tensão são diretamente proporcionais à importância das sobrecargas no carregamento total a que a ponte está sujeita. De facto, em tabuleiros metálicos, caracterizados por um baixo peso próprio, a preponderância das sobrecargas é superior em relação ao carregamento total, o que faz com que os tirantes sejam muito solicitados à fadiga. Seguindo o mesmo raciocínio e considerando a relação que existe entre o comprimento dos vãos laterais e a variação de tensão nos tirantes, é possível afirmar que em tabuleiros de betão mais pesados é possível adotar vãos laterais mais longos (Pedro 2010).

A construção de pontes de tirantes de múltiplos vãos é rara, pois normalmente não se trata de uma solução interessante do ponto de vista económico, contudo existem alguns registos de obras de arte com estas características, como é o caso da ponte “Rion-Antirion”, na Grécia (Fig. 2.3), com uma sequência de cinco vãos suspensos e um comprimento total de 2880,4m (Chen e Duan 2014; Structurae).



Fig. 2. 3 – Ponte “Rion-Antirion” Grécia (Structurae).

Quando uma ponte de tirantes tem mais de três vãos, as deformações longitudinais dos mastros são significativas, resultando importantes momentos fletores nestes elementos, obrigando a uma configuração com uma elevada rigidez nesta direção para os mastros (Chen e Duan 2014). O principal problema das pontes com esta configuração é mesmo obter uma estrutura com estabilidade longitudinal, face à ação das sobrecargas rodoviárias assimétricas. De facto, dos três elementos resistentes às cargas nas pontes de tirantes (tabuleiro, cabos e mastros), apenas os mastros conseguem prover rigidez capaz de estabilizar a ponte face a este carregamento (Walther 1999). Esta particularidade torna este tipo de solução muito dispendiosa, fazendo com que esta não seja adotada na maioria dos casos.

### 2.2.1.2. Configuração longitudinal dos cabos

Relativamente ao arranjo longitudinal dos cabos, este pode ser de três tipos, sendo que esta disposição está diretamente relacionada com o ângulo formado entre os tirantes e a horizontal (Pedro 2010):

- Harpa (Fig. 2.4 a).
- Semi-harpa (Fig. 2.4 b));
- Leque (Fig. 2.4 c));

Na configuração em harpa todos os cabos são paralelos. A força instalada em cada cabo, numa situação em que não atuam sobrecargas, está diretamente relacionada com a decomposição do peso próprio do tabuleiro segundo a direção dos cabos. Numa situação em que o tabuleiro se encontra desligado dos mastros/pilares, dado que os cabos se encontram igualmente espaçados e são paralelos, a força instalada em cada um é igual, pois estes fazem o mesmo ângulo com a horizontal (Benaim 2008).

A atuação das cargas rodoviárias, num determinado vão, irá incrementar a força dos cabos que suportam a parte do tabuleiro em questão, impondo uma divergência de forças entre os tirantes à esquerda e direita de uma determinada torre, resultando desta situação substanciais momentos fletores nestes elementos. Considerando a substituição de um tirante, por exemplo, resultarão igualmente nos mastros grandes esforços de flexão. Tais esforços poderão inclusivamente ser condicionantes no dimensionamento dos mastros, fazendo desta maneira aumentar a quantidade de armaduras necessárias. Verifica-se mesmo que em alguns mastros de pontes de tirantes, com uma disposição em harpa, foram utilizados 600kg de aço por m<sup>3</sup> de betão, estando este valor muito próximos dos limites das possibilidades de construção. Devido a esta situação, é necessário que o projetista tenha em mente os possíveis esforços nos mastros, pois as operações de manutenção dos cabos são necessárias e situações acidentais, como a rotura de um tirante, devem ser prevenidas. Em locais onde seja possível, os vãos adjacentes devem conter pilares intermédios que desempenham a função de apoios onde são ancorados os tirantes de retenção, eliminando praticamente os esforços de flexão nas torres. Apesar de permitirem a construção de torres mais esbeltas e com menos armadura, estes pilares adicionais incrementam o custo total da obra, perdendo então as pontes de tirantes a sua competitividade em termos económicos, em relação a outras soluções possíveis (Benaim 2008).

Apesar destas desvantagens económicas e estruturais, a disposição longitudinal para os tirantes em harpa tem sido utilizada devido às suas vantagens do ponto de vista estético. O facto de os cabos serem paralelos e cruzarem tanto o tabuleiro como o mastro segundo um ângulo constante, dota a estrutura de características do ponto de vista estético muito positivas (Walther 1999).

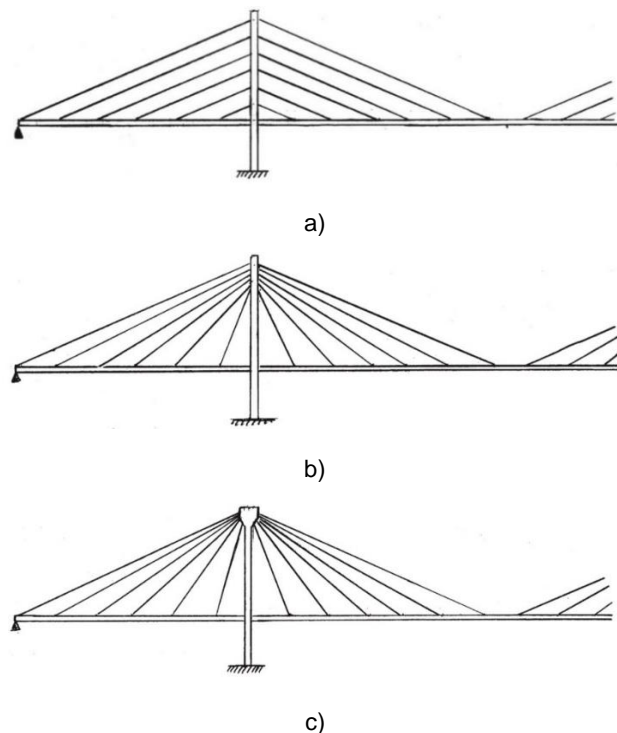


Fig. 2. 4 – Diferentes disposições longitudinais para os cabos (adaptado de (Benaim 2008)).

Relativamente à disposição em leque, todos os tirantes irradiam do topo dos mastros, resultando desta particularidade grandes dificuldades na sua ancoragem nesta zona, sendo por isso em muitos casos adotadas grandes selas de desvio. Enquanto os cabos mais longos apresentam praticamente a mesma inclinação com a horizontal, quando comparado este parâmetro com a disposição em harpa, à medida que a localização destes elementos é mais próxima dos mastros, a sua inclinação é sucessivamente superior. Neste tipo de disposição dos cabos, quando o vão principal é carregado devido à ação das sobrecargas, existe um desequilíbrio nos esforços dos tirantes que solicita a torre apenas no seu topo, resultando elevados momentos fletores na base destes elementos, de primeira e segunda ordem. Devido a este comportamento, a atuação das sobrecargas no tabuleiro, bem como as operações de manutenção dos tirantes que impliquem a sua remoção, têm que ser bem estudadas (Benaim 2008; Pedro 2010).

A utilização de selas de desvio no topo das torres não é uma solução estável durante a construção de obras de arte deste tipo, principalmente recorrendo ao método de avanços sucessivos. De facto, não sendo grande o atrito dos tirantes no interior das selas de desvio, o deslizamento de um cabo pode ocorrer, caso ocorram desequilíbrios de forças durante a fase construtiva, obrigando a um cauteloso estudo do processo de montagem do tabuleiro (Pedro 2010).

Existem um conjunto de vantagens que fazem com que o sistema de disposição dos cabos em leque tenha sido utilizado em várias obras de arte, apesar das dificuldades na sua ancoragem e dos problemas de instabilidade que introduzem nos mastros. Tais vantagens são (Walther 1999):

- A quantidade, em peso, de aço para os tirantes é substancialmente menor, em relação à configuração em harpa, devido à maior inclinação destes elementos, tendo desta maneira uma disposição mais favorável do ponto de vista estrutural;
- A força horizontal introduzida pelos cabos no tabuleiro é menor;

- O momento fletor introduzido nos mastros, devido à atuação das sobrecargas pode ser controlado, sendo compensado pelo elevado esforço axial de compressão devido à convergência de todos os cabos no topo destes elementos;
- Quando a estrutura é solicitada horizontalmente, devido à atividade sísmica e à ação do vento, a sua resposta é favorável, devido à flexibilidade do tabuleiro, aumentando a sua estabilidade nestas situações, pois devido à maior eficiência estrutural dos cabos, são conseguidos tabuleiros mais esbeltos e menos rígidos;
- O bom desempenho estrutural dos cabos de retenção, ancorados em localizações estáveis como as zonas situadas sobre pilares, reduz os deslocamentos horizontais dos mastros e as deformações verticais do vão central.

Do ponto de vista estético, trata-se de uma solução menos atrativa quando comparada com a disposição em harpa, devido ao efeito visual causado pelo cruzamento dos cabos, contudo tal desvantagem é atenuada em estruturas de grande vão (Walther 1999).

Na prática, uma convergência perfeita dos cabos no topo dos mastros não é materializável, devido à necessidade de espaço para a realização das ancoragens. Dado este problema e com o objetivo de conjugar os benefícios estruturais e estéticos das duas soluções apresentadas anteriormente, muitos projetistas começaram a adotar uma solução intermédia, designada por semi-harpa (ou semi-leque, conforme os autores). De facto, esta solução permite combinar de uma forma bastante satisfatória as vantagens dos dois sistemas descritos, minimizando os seus pontos fracos. A configuração em semi-harpa pode ser entendida então como uma solução ideal, tendo sido adotada nas pontes de tirantes mais recentes, permitindo um compromisso entre as exigências funcionais, económicas e estéticas.

Devido ao maior afastamento das ancoragens dos tirantes no topo dos mastros, em relação à configuração em leque, é possível um melhor dimensionamento das mesmas sem uma grande redução da inclinação dos cabos, não comprometendo desta maneira o desempenho estrutural da ponte. Os cabos mais próximos dos mastros são mais inclinados, quando comparados com a configuração em harpa, o que possibilita uma maior eficiência dos mesmos (Walther 1999).

Este sistema tem vindo a ser adotado nas pontes de tirantes mais recentes, devido à necessidade de reduzir a quantidade de aço utilizada nos tirantes. De facto, a escolha do sistema de suspensão tem uma relevância importante no plano económico da obra, uma vez que a quantidade de aço utilizada está diretamente relacionada com a eficiência destes elementos estruturais, representando o seu custo tipicamente entre 20% e 30% do custo total. Existe uma relação direta entre o peso de aço utilizado para a materialização dos cabos de suspensão e o ângulo que estes fazem com a horizontal, diminuindo esta quantidade com o aumento da sua inclinação. Percebe-se desta maneira a influência que a escolha por um determinado sistema para o arranjo dos cabos tem no plano económico da empreitada (Pedro 2010).

Na Fig. 2.5 é representado o peso total de aço ( $\Pi$ ) em tirantes em função da relação entre a altura dos mastros ( $h$ ) e o comprimento do vão principal ( $L$ ), para as três soluções de disposição longitudinal dos tirantes, numa situação de suspensão total do tabuleiro. Na configuração em semi-leque, os tirantes são ancorados na metade superior do mastro. O peso total de aço em tirantes é dado pela expressão da figura, em que  $\gamma$  é o peso específico do aço,  $q_{m\acute{a}x}$  é a carga máxima aplicada no tabuleiro,  $L$  é o comprimento do vão central e  $\sigma_{adm}$  é a tensão admissível para o aço dos tirantes (Pedro 2010).

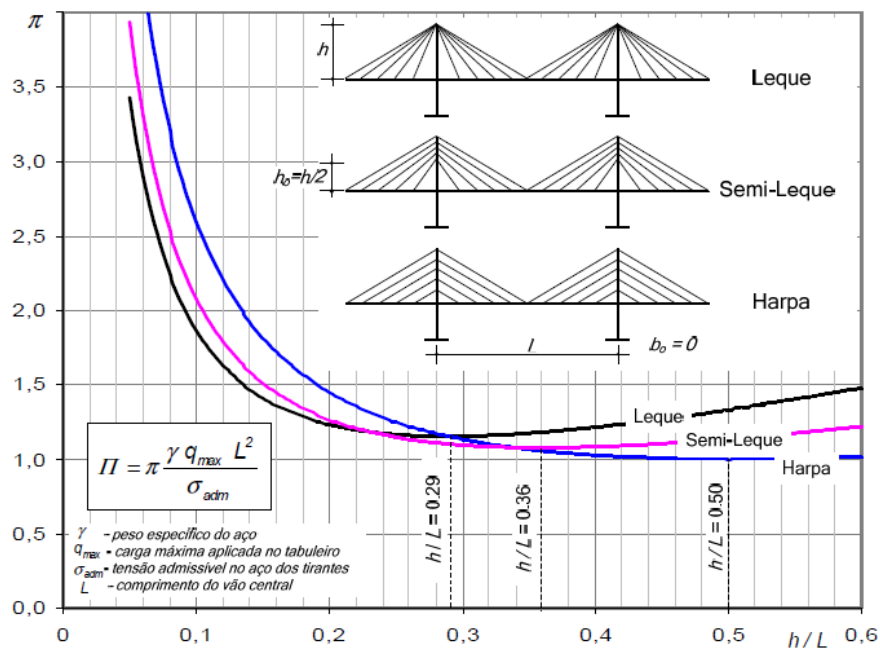


Fig. 2.5 – Peso de aço nos tirantes em função da relação entre a altura dos mastros e o comprimento do vão principal (Pedro 2010).

Observando a Fig. 2.5 percebe-se a influência do tipo de suspensão adotada, bem como a importância da altura dos mastros na quantidade total de aço para os tirantes, sendo estes fatores muito importantes para o planeamento económico de uma obra de arte deste tipo.

### 2.2.1.3. Espaçamento dos cabos

O espaçamento dos tirantes é um fator que tem grande influência no dimensionamento do tabuleiro. Inicialmente, as pontes de tirantes eram construídas usando cabos com secções de grande área muito espaçados, na ordem dos 60m, obrigando à utilização de tabuleiros rígidos para transpor os grandes vãos entre os sucessivos pontos de ancoragem. Com esta disposição dos tirantes, a sua construção era complexa, fazendo com que as temporárias consolas do tabuleiro, durante a fase construtiva, tivessem de suportar o seu peso próprio ao longo de grandes distâncias, até à localização do próximo tirante. Outra solução utilizada nas primeiras pontes de tirantes seria a ereção de grandes vãos, com o comprimento correspondente ao afastamento dos cabos. Normalmente os cabos tinham secções bastante robustas e estavam sujeitos a elevados níveis de esforço, fazendo com que as suas ancoragens fossem dispendiosas (Benaim 2008; Walther 1999).

Nos dias de hoje, na conceção das pontes de tirantes, são adotados espaçamentos muito menores, entre 5m a 10m, pois o dimensionamento de tabuleiros de elevada rigidez requer uma grande quantidade de materiais e equipamentos de construção dispendiosos. Esta disposição permite reduzir significativamente os momentos flectores resultantes do seu peso próprio, o que possibilita a adoção de tabuleiros mais flexíveis e esbeltos. A utilização de múltiplos tirantes com um espaçamento reduzido tem numerosas vantagens, entre as quais (Walther 1999):

- Como referido anteriormente, o grande número de apoios permite reduzir o momento longitudinal no tabuleiro, durante as fases de construção e serviço, permitindo métodos construtivos simples e económicos;
- O facto de os cabos terem secções menores permite uma instalação fácil e ancoragens mais simples;
- Operações de manutenção que impliquem a remoção dos tirantes são mais fáceis;

O espaçamento entre os tirantes depende de muitos parâmetros, contudo são particularmente importantes a largura, a secção e o material utilizado para o tabuleiro. Em tabuleiros de aço, é possível um espaçamento superior em relação a soluções de betão armado pré-esforçado (Walther 1999).

Inicialmente, quando os projetistas começaram a optar por soluções de afastamento reduzido para os tirantes, existiam muitas reservas estéticas devido ao receio que um afastamento reduzido entre os cabos conduzisse ao efeito visual de uma parede opaca, contudo tais reservas comprovaram-se infundadas pelos inúmeros exemplos de pontes de tirantes existentes com esta disposição (Walther 1999).

### 2.2.2. MASTROS

Os mastros são os elementos mais visíveis de uma ponte de tirantes, logo as considerações estéticas são muito importantes para o estabelecimento das suas formas. Devido ao enorme tamanho de tais estruturas, são preferíveis formas simples e limpas, sendo estas em muitos casos atrações turísticas (Chen e Duan 2014).

Enquanto as primeiras pontes de tirantes possuíam mastros em aço, possivelmente devido à influência das pontes suspensas, nas obras de arte mais recentes deste tipo, estes elementos são construídos em betão armado. Considerando que as ações preponderantes nos mastros são compressões, percebe-se que a utilização do betão armado como material para a sua construção é uma escolha lógica, exceto em zonas com atividade sísmica muito elevada, devido às fortes ações horizontais que resultam nestes elementos (Chen e Duan 2014; Pedro 2010).

Como apresentado anteriormente, a altura dos mastros tem uma relação direta com a quantidade de aço necessária para os tirantes, diminuindo esta quantidade com a sua altura. Aumentando a altura destes elementos, são menores também os esforços de compressão introduzidos pelos tirantes no tabuleiro (Svensson 2013).

No caso em que não existem tirantes de retenção que consigam equilibrar a estrutural longitudinalmente, restringindo os deslocamentos longitudinais dos mastros e verticais do tabuleiro, esta função tem que ser garantida pela rigidez que o mastro consegue mobilizar segundo esta direção. Desta forma, a geometria adotada para estes elementos é em grande parte condicionada por esta função (Svensson 2013). Posteriormente serão apresentadas algumas configurações que satisfazem estes requisitos.

A geometria destes elementos estruturais depende essencialmente dos seguintes aspetos (Pedro 2010):

- Forma de suspensão do tabuleiro (central ou lateral);
- Configuração do sistema de atirantamento (harpa, leque ou semi-leque);
- Necessidade ou não de apoiar o tabuleiro nos mastros;
- Espaço para ancoragem e tensionamento dos tirantes no interior da torre;
- Funcionamento estrutural do tabuleiro (número de vãos existentes).

A forma mais simples para estes elementos, diz respeito à existência de um fuste único vertical ou inclinado, sendo este normalmente associado à suspensão central do vão principal do tabuleiro. O

funcionamento estrutural com esta configuração é na maior parte dos casos do tipo consola tanto na direção longitudinal como transversal, para as cargas horizontais transmitidas pelos tirantes e tabuleiro. A utilização de um único fuste em conjunto com um atirantamento em leque é rara, devido aos efeitos de segunda ordem resultantes da existência de apenas um ponto onde são ancorados os tirantes, sendo a sua utilização conjugada vulgarmente com um atirantamento em harpa ou em semi-leque (Pedro 2010).

No caso da existência de um mastro com funcionamento transversal em pórtico, com a existência de dois fustes verticais nas extremidades do tabuleiro, os efeitos de segunda ordem são menores, quando comparados com a configuração anterior. Nestes casos, devido à geometria do pórtico que oferece boas condições de estabilidade, torna-se suficiente uma análise de primeira ordem, considerando o equilíbrio na posição vertical indeformada (Pedro 2010).

Relativamente à ligação entre os mastros e o tabuleiro, uma solução muito utilizada diz respeito à adoção dos fustes dos mastros monolíticos com os pilares e o tabuleiro apoiado. No caso de um fuste central, torna-se necessário interromper o tabuleiro, longitudinalmente, e alargar o separador central para permitir a acomodação do fuste. Para contornar esta situação, podem ser adotados dois fustes laterais com dois planos de suspensão segundo o alinhamento destes elementos. A adoção desta disposição é normalmente utilizada em pontes de médio vão, pois não se torna económico nem estético adotar torres isoladas laterais em grandes vãos, tendo nestes casos que possuir grande inércia transversal para assegurar a estabilidade lateral (Pedro 2010).

Um outro tipo de configuração para os mastros diz respeito a uma geometria em A, constituída por dois fustes que se unem no topo. Com esta disposição é melhorada a estabilidade lateral do mastro, sendo possível igualmente reduzir a largura do separador central do tabuleiro. Este elemento comporta-se melhor estruturalmente nesta situação, pois não necessita de ser interrompido na zona de colocação dos mastros. Trata-se de uma solução com desvantagens na ancoragem dos tirantes, pois esta apenas pode ser feita no topo dos mastros, sendo a configuração em leque o único arranjo possível para os tirantes. Com a utilização de uma configuração em Y invertido, a disposição dos tirantes já pode ser feita em semi-leque, oferecendo esta configuração vantagens em termos de simplicidade nas ancoragens, como explicado na secção anterior (Pedro 2010).

Devido ao bom comportamento estrutural, a adoção de torres em A e Y invertido conjugadas com uma suspensão lateral do tabuleiro tem sido utilizada. Tal comportamento estrutural é caracterizado pela minimização das deformações do tabuleiro, principalmente as resultantes de esforços de torção. Trata-se de uma situação que conduz a uma torre de maior altura, para garantir o espaço de circulação no tabuleiro. Para evitar uma grande ocupação de terreno na construção das fundações dos mastros, resultante de uma forma em A ou Y invertido conjugada com grandes alturas, surgiu a forma em diamante, em que é feita uma quebra na inclinação dos fustes, fazendo-os pender para o sentido contrário. Apesar de cumprir o objetivo, ou seja, reduzir o espaço necessário sob o tabuleiro, os momentos na base dos fustes sofrem um incremento significativo, aumentando a sua deformabilidade transversal. Para contrariar este efeito, são adotados fustes com grande inércia (Pedro 2010).

No caso das pontes de tirantes de vãos múltiplos, é necessário utilizar torres com uma grande rigidez longitudinal, com o intuito de reduzir as deformações do tabuleiro. Muitas vezes a solução passa pela adoção de uma torre em pórtico longitudinal, constituída por dois fustes que se unem na zona de ancoragem dos tirantes. A adoção desta configuração limita as opções para a disposição dos tirantes, uma vez que estes devem ser ancorados apenas nas zonas de união dos fustes, para evitar elevados esforços apenas num elemento, fazendo com que as disposições em leque e semi-leque sejam as únicas que se adaptam a esta situação. Recentemente neste tipo de tabuleiros, devido à necessidade de garantir simultaneamente as deformações verticais do tabuleiro em serviço e a estabilidade transversal dos

mastros, tornou-se necessário utilizar torres com elevada rigidez nas duas direções. Desta maneira percebe-se que a forma para os mastros passa por uma configuração em pórtico na direção longitudinal e em A na direção transversal. Com a conjugação das formas descritas, nasceu o conceito das torres em pirâmide (Pedro 2010).

Pelo descrito anteriormente, compreende-se que as configurações para os mastros frequentemente adotadas, tanto por razões de comportamento estrutural como por razões estéticas são as seguintes:

- Fuste único;
- Dois fustes únicos laterais;
- Geometria em A;
- Geometria em Y invertido;
- Geometria em diamante;
- Pórtico longitudinal;
- Pórtico transversal;
- Geometria em pirâmide.

Em situações pontuais podem ser adotadas configurações particulares para estes elementos, sendo estas adotadas sobretudo por razões arquitetônicas (Pedro 2010).

### 2.2.3. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA TRANSVERSAL

A organização transversal dos tirantes, o tipo de secção do tabuleiro bem como a geometria dos mastros, são questões que estão estritamente ligadas, pois o funcionamento estrutural, ou seja, o processo de transmissão das cargas atuantes ao nível do tabuleiro é condicionado pelo sistema tabuleiro-tirantes-mastro que poderá ter inúmeras configurações, dependendo da solução escolhida para cada caso particular. Posteriormente serão apresentadas as soluções mais comuns.

Quando observadas as obras existentes, é evidente que na maiorias dos casos se adotam um ou dois planos de suspensão para os tirantes, sendo raros os casos da existência de um sistema de suspensão com três planos transversais (Pedro 2010).

#### 2.2.3.1. Sistema de suspensão central

No caso de ser adotado apenas um plano de suspensão, é necessário que os esforços de torção da ponte, resultantes das sobrecargas excêntricas em relação ao eixo longitudinal, bem como as instabilidades aerodinâmicas resultantes da ação do vento, sejam equilibradas pelo tabuleiro, levando a que a secção transversal a adotar tenha elevada inércia à torção, sendo inevitável a utilização de uma secção em caixão. A utilização de uma secção com estas características tem como inconveniente o facto da sua resistência aos momentos flectores não ser totalmente “aproveitada”, especialmente nos casos em que o espaçamento dos tirantes é baixo. Na maioria dos casos, tratam-se de secções compostas por uma viga em caixão, com lajes exteriores em consola para permitir a existência de largura suficiente para a construção das faixas de rodagem. Resultado do sistema de atirantamento central, geralmente no interior da secção existe um sistema de suspensão interna em treliça, com a função de suspender o esforço transverso proveniente das almas para o local onde são ancorados os tirantes. Dado o tipo de suspensão em questão, o mastro fica situado na zona central da secção transversal do tabuleiro, obrigando a um alargamento da mesma nesta zona, aumentando a sua área e conseqüentemente o seu peso próprio (Benaim 2008; Walther 1999).

A utilização de uma secção com esta configuração para o tabuleiro tem um forte contributo para a redução da solicitação à fadiga dos cabos de suspensão (Fig. 2.6), pois uma maior rigidez do tabuleiro contribui para uma melhor distribuição das cargas concentradas, diminuindo desta maneira a variação dos esforços nos tirantes (Walther 1999).

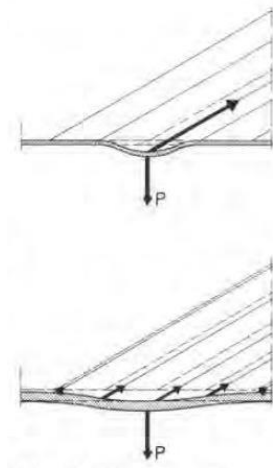


Fig. 2. 6 – Transmissão de uma carga concentrada aos tirantes: cima – tabuleiro com secção de baixa rigidez; baixo – tabuleiro com secção de grande rigidez (Gimsing 1997).

Nas obras de arte com suspensão central, o tabuleiro é normalmente apoiado ou ligado monoliticamente aos pilares, para equilibrar os esforços de torção (Pedro 2010). No caso da existência de tabuleiros muito largos ou com vãos muito compridos, o uso de suspensão central tem inerentes fortes momentos torsores, fazendo com que o uso desta disposição não seja uma boa solução, sendo esta técnica de suspensão normalmente associada a vãos de pequenas e médias dimensões (Walther 1999; Svensson 2013).

Por último, as pontes de tirantes com apenas um plano central de suspensão têm vantagens estéticas em relação às situações respeitantes a outra configuração transversal, pois a não existência de interferência visual causada pelo cruzamento dos cabos, associada a um mastro central esbelto, confere às obras uma elegância inquestionável (Benaim 2008; Pedro 2010).

#### 2.2.3.2. Sistema de suspensão lateral

Quase na totalidade das pontes de tirantes com vãos acima dos 400m, têm sido adotados dois planos de suspensão, podendo estes planos ser verticais ou oblíquos (Pedro 2010).

Quando os mastros são constituídos por dois fustes laterais, normalmente estão posicionados exteriormente ao tabuleiro, enquanto os tirantes se encontram ancorados nos limites laterais deste elemento, fazendo com que exista uma ligeira inclinação dos cabos para o “interior”. Em resultado deste sistema estrutural, as torres ficam sujeitas a elevados esforços na direção transversal, tendo estes que ser suportados pelas mesmas ou em alternativa por vigas transversais, ligando os dois fustes, na zona de ancoragem dos cabos. Uma solução diferente diz respeito a inclinar ligeiramente os dois fustes na direção do tabuleiro (Fig. 2.7), fazendo com que a ancoragem dos tirantes seja feita no mesmo plano vertical, tanto na ligação aos fustes, como na ligação ao tabuleiro (Benaim 2008).



Fig. 2. 7 - Ponte Vasco da Gama. Inclinação dos fustes na direção do tabuleiro (Pedro 2010).

Com a existência de dois planos de suspensão, é indiscutível a existência de maior estabilidade às ações laterais, como as ações do vento, bem como aos momentos torsores provocados pelas sobrecargas excêntricas, contudo não é possível afirmar que com esta disposição transversal, as estruturas não ficam sujeitas a instabilidades transversais (Benaim 2008). Devido ao sistema de suspensão lateral, é possível a adoção de uma secção para o tabuleiro mais esbelta, em relação à suspensão central, e com menor inércia de torção. O equilíbrio das cargas verticais é feito pelos dois planos de tirantes, sendo possível formar um binário, equilibrando também os esforços de torção resultantes de carregamentos assimétricos (Pedro 2010).

As diferenças entre a suspensão lateral vertical ou oblíqua pronunciam-se essencialmente ao nível dos mastros e no funcionamento geral da estrutura quando sujeita a ações transversais. Em conjunto com planos de suspensão verticais, normalmente são utilizados dois fustes verticais laterais, muitas vezes ligados entre si, tendo um funcionamento em pórtico na direção transversal. Em situações de planos oblíquos de tirantes, na generalidade dos casos, as formas das torres são em A ou Y invertido. Neste caso, ou seja, na utilização de planos oblíquos, existe um funcionamento transversal em treliça, proporcionando mais estabilidade às ações horizontais, melhorando a resposta aerodinâmica do tabuleiro. Devido a esta particularidade, nas pontes de tirantes com vãos muito longos, são quase sempre adotados dois planos de suspensão oblíquos. A ancoragem oblíqua dos tirantes no tabuleiro introduz na direção transversal pequenas forças de compressão neste elemento. Tais esforços são benéficos em tabuleiros de betão armado pré-esforçado, dado que permitem reduzir a quantidade de armaduras, contudo em tabuleiros metálicos estes esforços não representam grande vantagem (Pedro 2010).

No caso de suspensão lateral do tabuleiro, é possível adotar uma configuração de suspensão total. Trata-se de um tipo de suspensão com a particularidade de que o tabuleiro se encontra totalmente apoiado nos tirantes, ou seja, totalmente suspenso entre juntas de dilatação. Neste caso a totalidade das cargas aplicadas ao nível do tabuleiro são suportadas pelos tirantes, sendo transmitidas apenas por estes elementos para os mastros. Este tipo de suspensão apenas pode ser adotado nos casos em que os tabuleiros não necessitam de resistir a esforços de torção, não sendo por este motivo conjugável com

situações de suspensão central. Trata-se de um sistema que oferece um conjunto alargado de vantagens, pois em comparação com um sistema de ligação monolítica do tabuleiro aos mastros (suspensão parcial), em que surgem importantes momentos fletores negativos nestas zonas obrigando muitas vezes ao reforço da secção transversal, num sistema de suspensão total os momentos fletores negativos provocados pelo apoio do tabuleiro nos tirantes não têm importância, sendo possível desta maneira a utilização de secções esbeltas (Pedro 2010).

A principal desvantagem do sistema de suspensão total diz respeito à existência de uma maior deformabilidade do tabuleiro, não sendo este um grande problema para as pontes rodoviárias, mas que pode ser um importante condicionamento para as pontes ferroviárias em que os limites respeitantes às deformações da estrutura são mais exigentes. Neste tipo de pontes, devido aos elevados esforços resultantes das ações de frenagem e arranque das sobrecargas ferroviárias, as ligações entre o tabuleiro e os mastros são quase indispensáveis para absorver estas cargas, razão pela qual o sistema de suspensão total não é normalmente adotado para pontes ferroviárias (Pedro 2010).

Na Fig. 2.8 é feita uma comparação entre um sistema de suspensão total do tabuleiro e um sistema de suspensão parcial, sendo que em ambos os casos o tabuleiro se encontra simplesmente apoiado nas extremidades. Quando os dois sistemas de suspensão estão sujeitos a um carregamento simétrico, as respostas são aproximadamente iguais, contudo, quando o carregamento é feito de forma assimétrica podem ser observadas diferenças significativas (Gimsing 1997).

No sistema de suspensão total, considerando um tabuleiro esbelto ocorrem deformações significativas, demonstrando a dependência da estabilidade estrutural em relação à rigidez de flexão do tabuleiro num sistema deste tipo. Quando sujeito a um carregamento assimétrico, o tabuleiro tende a mover-se longitudinalmente na direção do vão não carregado, reduzindo a eficiência do sistema de atirantamento (Gimsing 1997).

Quando o tabuleiro tem os seus movimentos horizontais restringidos pelos mastros (suspensão parcial), as suas deformações, perante o mesmo carregamento, reduzem-se para menos de metade das observadas numa situação de suspensão total, sendo desta maneira menor a variação dos esforços nos tirantes (Gimsing 1997). Através desta comparação conclui-se que para a mesma rigidez do tabuleiro, um sistema de suspensão parcial tem mais capacidade de carga.

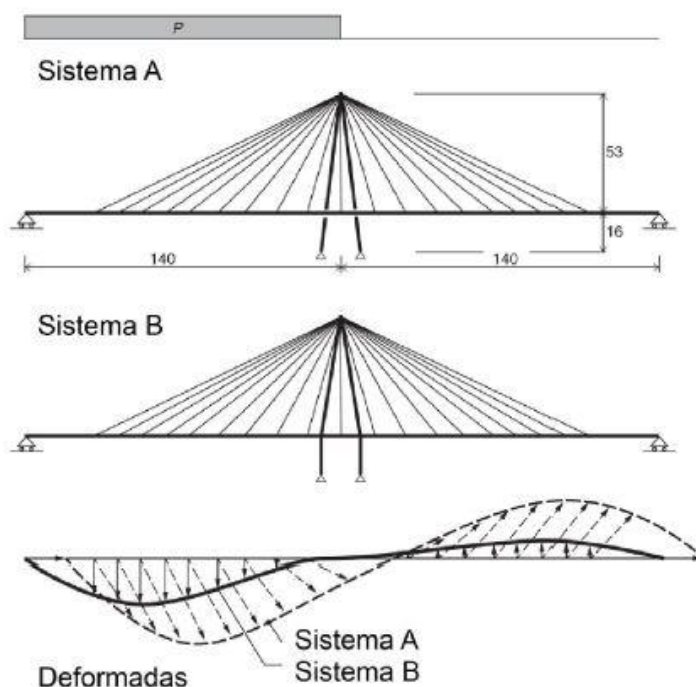


Fig. 2. 8 - Comparação entre suspensão total e suspensão parcial (adaptado de (Gimsing 1997)).

### 2.2.3.3. Três planos de suspensão

Em situações de pontes com tabuleiros muito largos, o momento fletor atuante na direção transversal ao nível da laje da secção, entre os planos de suspensão, pode ser a situação condicionante de dimensionamento, sendo este muitas vezes superior ao mesmo tipo de esforço na direção longitudinal. Tal situação poderá conduzir ao dimensionamento de vigas transversais com uma altura superior à altura das vigas principais do tabuleiro. Este fator fez com que alguns projetistas considerassem a redução do custo do tabuleiro, controlando o momento fletor na direção transversal, através da junção de um terceiro plano de suspensão ao sistema de suspensão lateral, reduzindo desta maneira os elevados momentos fletores positivos para um valor aproximadamente quatro vezes menor (Walther 1999; Benaim 2008).

No caso do mastro utilizado para este tipo de suspensão ser constituído por três fustes, um central e dois laterais, inevitavelmente o custo da obra é inflacionado, sendo que a largura do tabuleiro tem que ser aumentada para possibilitar a colocação do fuste central. Apesar desta desvantagem, tal solução proporciona uma redução do peso próprio do tabuleiro bem como dos momentos fletores transversais (Benaim 2008).

Apesar de um sistema com três planos de suspensão, do ponto de vista estrutural, ser uma solução interessante, na prática muito poucas pontes foram construídas utilizando esta configuração, sendo na maior parte dos casos utilizado um sistema de suspensão lateral.

### 2.2.3.4. Secção transversal do tabuleiro

No processo de dimensionamento das pontes de tirantes, a escolha da secção transversal é um dos fatores mais importantes, na medida em que determina o peso próprio do tabuleiro, assim como a força

horizontal atuante devido à ação do vento, pois a forma da secção dita o seu comportamento aerodinâmico.

A secção transversal da maioria destas obras é constituída por duas vigas longitudinais em aço ou betão armado, ligadas por um conjunto de vigas transversais, formando desta maneira uma grelha, onde se apoia uma laje de betão armado (Pedro 2010).

Numa configuração de suspensão lateral, as vigas transversais são suportadas pelas vigas longitudinais, dependendo os esforços resultantes das cargas transmitidas pela laje do tabuleiro para estes elementos do afastamento das longarinas longitudinais. De facto, quando estas se encontram na extremidade do tabuleiro, o comportamento das vigas transversais pode ser comparado a uma viga simplesmente apoiada, tendo o valor máximo do momento fletor a meio vão. Aproximando as longarinas, é conseguida uma redução deste esforço máximo. Na Fig. 2.9 é possível observar a redução do valor do momento fletor nas vigas transversais em função do posicionamento das longarinas, sendo que a posição ideal para estes elementos é obtida por  $b_0=0.207b$ , sendo  $b$  a largura da secção, pois com esta configuração observam-se valores de momentos negativos e positivos iguais em valor absoluto (Pedro 2010).

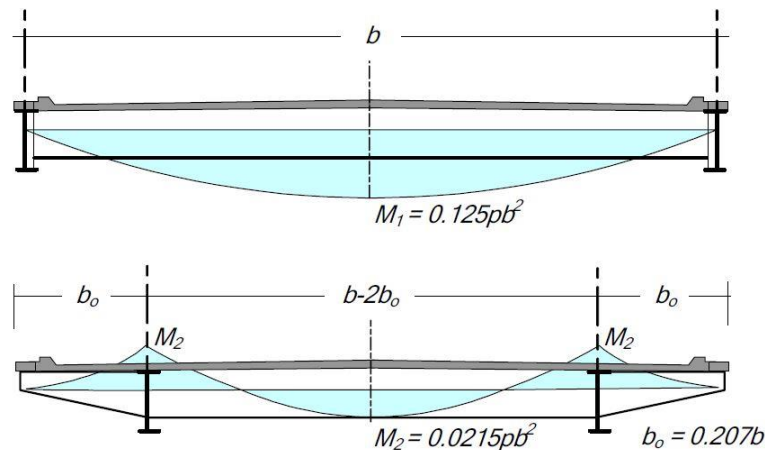


Fig. 2. 9 - Momento fletor nas vigas transversais em função da posição das vigas longitudinais (Pedro 2010).

No caso da presença de um sistema de suspensão central, como referido em secções anteriores, o tabuleiro deverá ter grande rigidez à torção, sendo por este motivo quase indispensável uma configuração em caixão. São possíveis diversas configurações, sendo em todas elas evidente a necessidade de resistir aos momentos torsores, já que o sistema da atirantamento não o permite. Na Fig. 2.10 a) e b) encontram-se secções em caixão monocelular. Na primeira, dada a existência de almas verticais, são necessárias escoras de apoio das consolas transversais, já na segunda situação, dada a ligeira inclinação das almas e a existência de vigas transversais relativamente rígidas, não são necessários tais elementos para apoiar as consolas. Na Fig. 2.10 c) está representado um caixão tricelular, composto por um módulo central bastante rígido de almas verticais e dois módulos laterais trapezoidais de almas inclinadas, sendo suportadas as consolas por estes elementos (Pedro 2010).

Nos tabuleiros em caixão de betão armado de suspensão central, é usual substituir as vigas transversais rígidas por um sistema de tirantes interiores inclinados, que suspendem a carga da face inferior das almas para o ponto de ancoragem dos tirantes exteriores (Fig. 2.10 d)). Nestas situações, é usual que estes tirantes sejam materializados por elementos metálicos, dado o seu funcionamento à tração, podendo surgir dificuldades nas ligações aos nós inferiores do caixão e na ligação à zona das ancoragens. Estas

ligações são normalmente materializadas com conectores de cabeça ou com chapas dentadas colocadas no interior do betão (Pedro 2010).

Nas pontes metálicas o tabuleiro é formado por placas ortotrópicas, delineando um trapézio exterior com uma forma aerodinâmica. Nas secções correspondentes à localização das ancoragens dos tirantes, as vigas transversais são substituídas por diafragmas fechados (Fig. 2.10 d)) (Pedro 2010).

Na Fig. 2.11 são apresentadas diferentes configurações para a secção transversal para o caso de uma suspensão lateral. Podem também ser adotadas secções em caixão, embora não seja estritamente necessário como no caso anterior. No caso desta opção, a transmissão das cargas para os tirantes é feita à custa de duas diagonais laterais fortemente tracionadas, como é visível na Fig. 2.11 a). Podem ser adotados igualmente caixões laterais na zona das ancoragens, sendo necessário desta maneira vigas transversais de grande rigidez. Os tirantes podem ser posicionados lateralmente ou centrados com estes caixões, melhorando desta maneira o funcionamento estrutural. Estas configurações podem ser observadas na Fig. 2.11 b) e c). Quando são necessários tabuleiros mais aerodinâmicos, para reduzir os esforços resultantes da ação do vento, os caixões descritos podem adotar formas triangulares, ligados por vigas transversais na secção de inserção dos tirantes (Fig. 2.11 d)). Em situações de vãos longos, normalmente são adotadas secções metálicas com formas aerodinâmicas, sendo por este motivo mais leves (Fig. 2.11 e)) (Pedro 2010).

No caso de pontes de tirantes ferroviárias e rodo-ferroviárias, em que as deformações em serviço têm que ser bem controladas, normalmente são adotados tabuleiros em treliça metálica, por se tratarem de soluções leves e que oferecem comportamentos estruturais com pequenas deformabilidades (Pedro 2010).

Resumidamente a secção transversal das pontes de tirantes pode condicionar todo o processo de dimensionamento da obra de arte, sendo por esse motivo uma importante decisão a tomar pelo projetista. A sua concessão deverá ser feita tendo em mente que devem ser assegurados o bom comportamento estrutural longitudinal e transversal estático, adaptação ao método construtivo, assegurar o comportamento dinâmico da ponte, concordância com número de planos de suspensão, permitir a construção do tabuleiro com a dimensão transversal necessária e serem materializáveis com o material adotado.

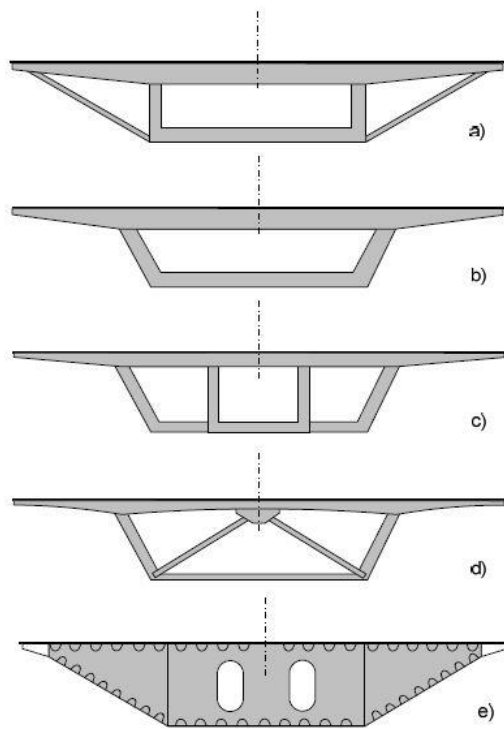


Fig. 2. 10 - Configurações da secção transversal para uma suspensão central do tabuleiro (Pedro 2010).

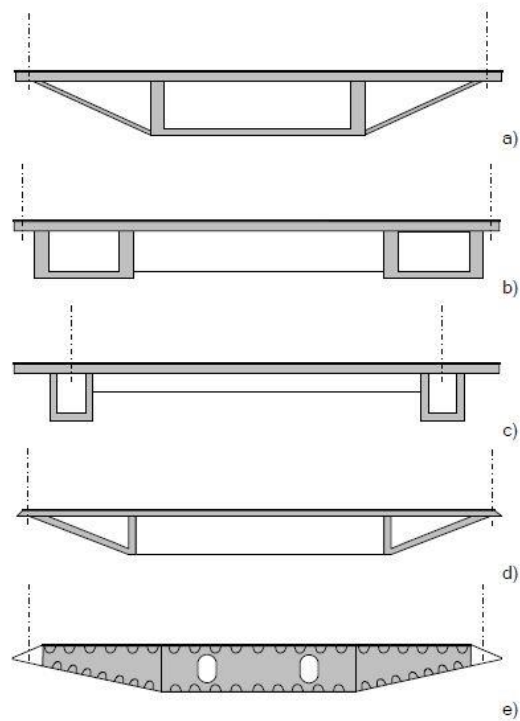


Fig. 2. 11 - Configuração da secção transversal para uma suspensão lateral do tabuleiro (Pedro 2010).

## 2.3 TIRANTES

O funcionamento das pontes de tirantes é muito dependente da qualidade dos tirantes e das suas ancoragens, pois são estes elementos os responsáveis por suportar grande parte das cargas aplicadas no tabuleiro (Pedro 2010).

Dada a importância destes elementos, é importante assegurar o seu correto dimensionamento, bem como um sistema de proteção contra a corrosão, pois tratam-se dos elementos mais suscetíveis à deterioração neste tipo de obras. O dimensionamento depende essencialmente do nível de esforços a que estão sujeitos, do método construtivo adotado, da proteção contra a corrosão, das ações dinâmicas, da sua resistência à fadiga, do seu módulo de elasticidade e do sistema de ancoragens (Benaim 2008; Menn 2012).

### 2.3.1. TIPOS DE TIRANTES

Nas pontes de tirantes da atualidade são usados essencialmente três tipos de tirantes: tirantes “fechados” (*locked coil cables* é a designação correta), tirantes com cordões em espiral ou helicoidais e tirantes de cordões paralelos. Os tirantes “fechados” foram adotados nas primeiras pontes modernas, sendo constituídos por uma série de cordões interiores, de pequena secção circular, envolvidos por duas ou três camadas exteriores de cordões perfilados em forma de Z que desempenham a função de impermeabilização e proteção mecânica dos cordões interiores (Fig. 2.12). O grande inconveniente desta solução diz respeito à dificuldade em garantir um sistema anticorrosivo eficaz, levando esta dificuldade em muitos casos à necessidade da sua substituição. Além dos problemas em termos de corrosão, este tipo de cabos evidencia algumas desvantagens em termos da resistência última, situando-se esta entre os 1000 e os 1300MPa. Tratam-se de valores inferiores aos associados a outras soluções de tirantes, tornando-os menos competitivos em termos económicos, pois a uma menor resistência última está associada uma maior quantidade de aço necessária para resistir ao mesmo nível de esforços. Relativamente ao seu módulo de elasticidade, este situa-se entre os 160 e 165GPa, tornando estes elementos flexíveis, facilitando o processo de dobragem nas selas de desvio das torres. O seu período de vida útil é de aproximadamente cinquenta anos, fazendo com que estes tirantes sejam indicados sobretudo para pequenas pontes, como por exemplo pontes pedonais (Pedro 2010; Menn 2012).

Os tirantes com cordões em espiral ou helicoidais são constituídos por um cordão central e seis cordões helicoidais em seu redor, embora o número de cordões possa ser superior. Existem situações em que podem ser constituídos por camadas sucessivas em hélice, com direções opostas, como é o caso da Fig. 2.13. Na altura de tensionamento deste tipo de cabos, existe um fenómeno de compressão radial dos cordões helicoidais, reduzindo a sua resistência em cerca de 15 a 25%. Para remover este comportamento não linear, é aplicado um pré-tensionamento superior à força espectável em serviço em 10 a 20%. O módulo de elasticidade deste tipo de cabos tem o valor de 170GPa (Gimsing 1997).

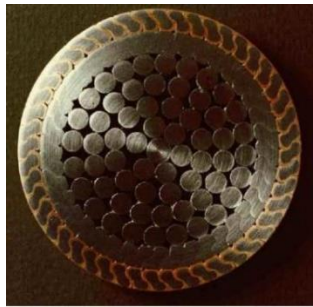


Fig. 2. 12 – Secção transversal de um tirante “fechado” (Pedro 2010).

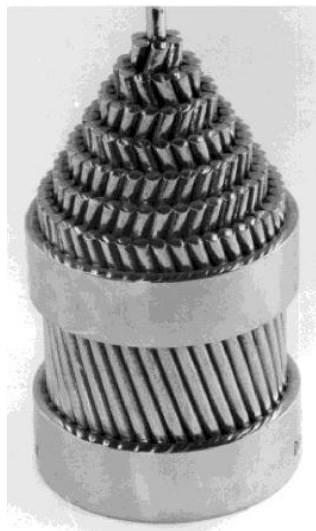


Fig. 2. 13 - Tirantes com cordões em espiral (Gimsing 1997).

Existem também soluções com cordões paralelos (Fig. 2.14), com secção hexagonal ou circular, que começaram a ser implementadas com o objetivo de eliminar a redução da tensão de rotura verificada nos casos anteriores. Com esta disposição é conseguido um módulo de elasticidade igual ao do aço estrutural, ou seja, 205GPa. O inconveniente deste tipo de cabos é a necessidade de um grande número de cordões para compor um tirante. Para proporcionar uma adequada proteção à corrosão, os cordões paralelos são envolvidos por um tubo em polietileno ou em alguns casos em aço inoxidável e os vazios são preenchidos com um inibidor de corrosão (Gimsing 1997; Pedro 2010).

Inicialmente os tubos/bainhas de proteção eram pretos, devido à inclusão de carbono na sua composição, contudo esta cor proporcionava a existência de grandes variações de temperatura no aço dos tirantes, conduzindo à distorção e fissuração das bainhas. Este mau comportamento levou à adoção da cor branca para as bainhas, principalmente nos países com temperaturas elevadas. Entre os cordões e a bainha era normal injetar calda de cimento, para proteger o aço dos tirantes, tendo esta solução os seguintes inconvenientes: aumentar drasticamente o peso final dos tirantes, tender a fissurar junto das ancoragens não isolando os cordões nestas zonas e impossibilitar a inspeção de cordões e sua substituição isolada. Devido a estes inconvenientes foram desenvolvidos produtos mais flexíveis, que garantem maior proteção aos tirantes e permitem a substituição individual dos cordões (Gimsing 1997).



Fig. 2. 14 – Tirantes com cordões paralelos com forma hexagonal (Ltd).

Com o objetivo de aumentar a proteção dos tirantes, facilitar o seu transporte e montagem e reduzir o número de cordões, nas pontes mais recentes têm sido utilizados cordões galvanizados de aço de pré-esforço, sendo cada cordão composto por sete fios, individualmente protegidos por uma bainha de polietileno de alta densidade. O conjunto de cordões é colocado numa bainha de maior diâmetro, sendo esta na maior parte dos casos igualmente em polietileno de alta densidade. Nos primeiros tirantes deste tipo foram injetadas caldas de cimento como sistema de proteção, contudo devido aos mesmos inconvenientes enumerados anteriormente, passaram a ser utilizadas soluções baseadas em produtos de cera petrolífera, entre outros produtos químicos (Chatterjee 2008). Em alguns casos, embora apenas com caráter experimental, têm sido adotados materiais compósitos para os tirantes (Pedro 2010).



Fig. 2. 15 - Tirantes protegidos individualmente e exteriormente com bainhas de polietileno de alta densidade (Pedro 2010).

### 2.3.2. ANCORAGENS DOS TIRANTES

A solução para o estabelecimento das ancoragens dos tirantes deve ser tomada tendo em consideração os seguintes aspetos: espaçamento entre os pontos de ancoragem, alinhamento em planta, colocação sobre ou sob o plano do tabuleiro e colocação das ancoragens ativas no tabuleiro ou nas torres (Pedro 2010).

A questão do espaçamento entre pontos de ancoragem já foi abordada em secções anteriores, sendo importante reter que esta decisão está relacionada com a rigidez e peso próprio do tabuleiro, o seu processo construtivo e conseqüentemente com o seu funcionamento estrutural.

Relativamente ao alinhamento em planta as ancoragens podem ser alinhadas ou não com as vigas longitudinais mais resistentes. Esta opção está novamente relacionada com questões já abordadas anteriormente, pois no caso em que estas não se encontram alinhadas com as vigas longitudinais, o seu alinhamento pode ser estabelecido no separador central ou no exterior da secção, estando esta disposição relacionada com o número de planos de suspensão (Pedro 2010).

Enquanto nos tabuleiros de betão armado a solução mais simples consiste na inserção direta das ancoragens nas longarinas, nas pontes metálicas ou mistas tal disposição não é possível, tendo de ser adotadas soluções alternativas: colocação das ancoragens exteriormente ao tabuleiro, sendo necessárias vigas transversais de grande rigidez para transmitir as componentes verticais e horizontais da força nos tirantes para as vigas do tabuleiro e colocação das ancoragens no alinhamento das longarinas, contudo fixadas acima do plano da laje, sendo a ligação feita com o auxílio de chapas metálicas (Pedro 2010).

Nos tabuleiros metálicos e mistos, normalmente a colocação das ancoragens ativas é feita no interior das torres, onde se efetua o tensionamento dos tirantes e as ancoragens passivas são colocadas no tabuleiro. Esta disposição é adotada devido à necessidade de espaço para os macacos hidráulicos de tensionamento, espaço esse que não existe no tabuleiro nos casos das pontes metálicas e mistas, ficando a realização destas operações restringida os mastros. Nas pontes de tirantes de betão armado é mais simples inserir as ancoragens no tabuleiro, pois nas opções mais correntes os tirantes atravessam o tabuleiro e são fixados ao nível da face inferior das vigas. Nesta situação é indiferente a colocação das ancoragens ativas ao nível do tabuleiro ou dos mastros, pois em ambas localizações existe espaço suficiente para a instalação dos macacos hidráulicos, contudo nas pontes de pequeno e médio vão, onde as torres normalmente são maciças, é inevitável a colocação das ancoragens ativas ao nível do tabuleiro (Pedro 2010).

A ancoragem dos tirantes nas torres pode ser feita com duas configurações possíveis. A primeira diz respeito ao cruzamento das ancoragens em perfil, comprimindo na horizontal a torre. Outra maneira para a realização desta operação é posicionar as ancoragens dos dois lados da torre, gerando elevadas trações horizontais nos elementos entre as ancoragens (Svensson 2013). Nas torres de betão armado, do ponto de vista estrutural a primeira solução é melhor (Fig. 2.16).

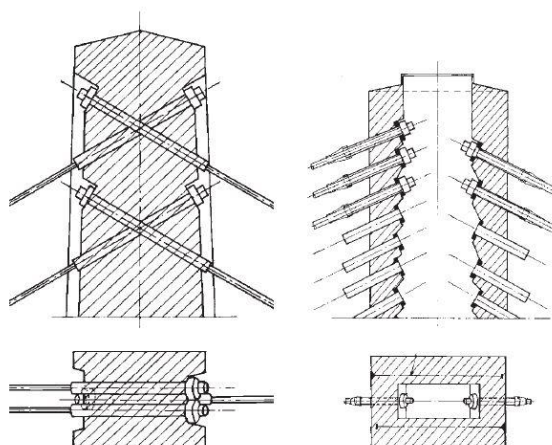


Fig. 2. 16 – Ancoragem dos tirantes nos mastros. Do lado esquerdo está representado o cruzamento das ancoragens e do lado direito a ancoragem nos dois lados do mastro (adaptado de (Svensson 2013)).

O cruzamento das ancoragens em perfil só é possível com seu desalinhamento em planta, criando dificuldades na conceção do sistema de atirantamento do tabuleiro. Esta situação conduz a que esta solução seja adotada apenas em pequenas pontes de tirantes (Pedro 2010).

Nos casos em que as ancoragens são feitas nos dois lados dos mastros, quando as torres são formadas por secções ocas, devido às elevadas trações, nos casos das torres de betão armado, é necessária a introdução de pré-esforço horizontal. Com o objetivo de ultrapassar as elevadas tensões de tração

resultantes da ancoragem dos cabos, foi desenvolvida uma estrutura metálica que é colocada no interior dos mastros. Nesta solução os tirantes são diretamente ancorados à estrutura, a qual suporta as elevadas forças horizontais, evitando pré-esforçar fortemente as paredes do mastro em betão, sendo que a componente vertical da força dos tirantes é transmitida diretamente da estrutura metálica para o betão envolvente, funcionando este apenas à compressão. Nos dias de hoje, no caso das ancoragens dos tirantes nos mastros, trata-se da solução mais vezes adotada, devido às facilidades construtivas que proporciona, ao seu bom comportamento estrutural e espaço interior que possibilita para instalação e inspeção dos tirantes e manutenção das ancoragens após a construção (Pedro 2010).



Fig. 2. 17 - Estrutura metálica de ancoragem dos tirantes (Svensson 2013).

No caso do cruzamento dos mastros pelos cabos através de selas de desvio, solução adotada para evitar a existência de ancoragens nesta zona, o deslizamento entre o cabo e a torre é impedido apenas por atrito, o que torna este travamento pouco seguro, especialmente durante a fase de construção. Devido a razões estéticas e estruturais, o projeto e execução de grandes pontes de tirantes com selas de desvio no topo das torres é hoje em dia pouco comum, pois uma disposição em leque associada a selas de desvio tem muitas dificuldades inerentes. Nos dias de hoje, é conjugada a ancoragem dos tirantes nas torres com a utilização de selas de desvio, em disposições em semi-leque, procurando aproveitar as vantagens do sistema de selas de desvio (dispensa de estruturas metálicas no interior das torres e permitir conceber torres mais esbeltas), evitando a sua utilização no topo dos mastros. Nesta solução, durante a fase construtiva cada cordão é passado através da sela de desvio, retirando-lhe previamente a proteção de polietileno, para que a pressão de contacto não esmague esta camada deformável. No final das etapas construtivas é injetada calda de cimento para garantir a sua proteção contra a corrosão. Devido ao procedimento descrito e à pressão a que estão sujeitos os cordões, é praticamente impossível a substituição individual destes elementos (Pedro 2010).

Recentemente têm sido utilizadas soluções diferentes nas pontes de tirantes. Estas soluções dizem respeito à utilização de selas constituídas por caixas de aço com desviadores, onde são inseridos tubos individuais que conduzem cada um dos cordões que compõem um tirante. Trata-se de uma solução que permite a substituição individual dos cordões e um bom comportamento à fadiga dos tirantes instalados neste tipo de selas de desvio (Pedro 2010).

### 2.3.3. MÓDULO DE ELASTICIDADE EFETIVO

O módulo de elasticidade dos cabos tem uma influência substancial na rigidez global da estrutura. Uma redução deste valor faz aumentar quer os momentos de primeira como de segunda ordem, reduzindo a estabilidade global da ponte. Como o módulo de elasticidade efetivo  $E_t$  varia proporcionalmente com o nível de tensão instalada, como será demonstrado de seguida, o valor da tensão deverá ser mantido o mais elevado possível, contudo não colocando em causa a resistência última do cabo (Menn 2012).

Foi provado por *Ernst* (Ernst 1965) que os deslocamentos da extremidade livre do tirante, ou seja, da extremidade correspondente à ancoragem ativa, dependem não só da sua deformação elástica como também do nível de tensão instalada, devido à sua configuração em catenária quando esticados resultante do seu peso próprio. Para a consideração deste tipo de não linearidade geométrica, foi proposto substituir o módulo de elasticidade do material,  $E$ , por um módulo de elasticidade equivalente,  $E_t$ . A formulação apresentada corresponde a substituir o comportamento geometricamente não linear dos cabos, por um comportamento não linear do material considerando uma posição reta para estes elementos, variando o seu módulo de elasticidade com o nível de tensão instalada (Pedro 2010; Menn 2012).

*Ernst*, através da sua teoria, propôs a seguinte equação (Equação 2.1) para o cálculo do módulo de elasticidade efetivo,  $E_t$ , em que este valor é função do módulo de elasticidade do material,  $E_e$ , do peso específico do cabo considerando o peso dos cordões e das bainhas de proteção,  $\gamma$ , do comprimento em projeção horizontal do cabo,  $l_h$  e da tensão instalada,  $\sigma$  (Menn 2012).

$$E_t = \frac{E_e}{1 + \frac{(\gamma l_h)^2}{12\sigma^3} E_e} \quad (2.1)$$

Observando a Equação 2.1, constata-se que o módulo de elasticidade equivalente de um tirante diminui drasticamente quando o seu comprimento aumenta, principalmente para baixos valores de tensão instalada. Por outro lado, quanto maior o nível de tensão instalada, maior será o valor de  $E_t$ .

Na Fig. 2.18 apresenta-se a variação  $E_t/E_e$  relativa a um tirante, para diferentes valores de tensão instalada e de comprimento  $l_h$ , admitindo  $E_e=195\text{GPa}$ ,  $\gamma=87\text{kN/m}^3$  e um valor para a resistência última do tirante  $f_{ptk}=1770\text{MPa}$  (Pedro 2010). A observação do gráfico corrobora o que foi dito anteriormente, ou seja, aumentando o valor da tensão instalada no tirante, maior será o valor do seu módulo de elasticidade equivalente.

Na maioria dos casos, os cabos têm um nível de esforço instalado aproximadamente igual a 40% da sua carga última, devido às cargas permanentes. Com a ação de esforços desta ordem de grandeza, o módulo de elasticidade dos tirantes é aproximadamente igual ao módulo de elasticidade do material (Fig. 2.18). Contudo, durante as fases construtivas, a tensão nos cabos poderá ser inferior, sendo nesta altura importante a consideração do módulo de elasticidade efetivo nos cálculos de dimensionamento (Chen e Duan 2014).

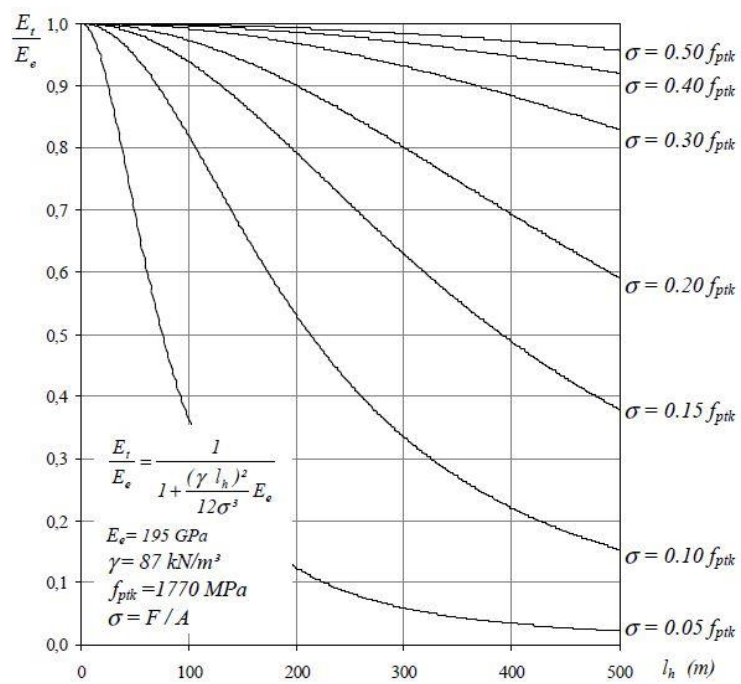


Fig. 2. 18 – Relação entre  $E_t$  e  $E_e$  em função do nível de tensão instalada no tirante (Pedro 2010).

# 3

## MODELAÇÃO DO SUB-VIADUTO CENTRAL DO VIADUTO DO CORGO

### 3.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo é dedicado à apresentação e explicação, com o maior rigor possível, da modelação do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo. A modelação foi efetuada no código computacional *DIANA*. Todos os dados utilizados foram recolhidos diretamente do projeto da obra de arte ou em artigos relacionados com o assunto em questão. No trabalho efetuado é apenas focada a análise estática e linear.

Inicialmente é feita uma breve descrição da obra de arte, de maneira a salientar os aspetos particulares mais importantes desta estrutura, dando uma importância acrescida ao sub-viaduto central, por se tratar da parte da obra de arte com o comportamento estrutural mais sensível e por ser o objeto da modelação desta dissertação.

São descritos todos os processos adotados e justificadas as opções tomadas com modelos simples, de maneira a validar tais decisões.

### 3.2 DESCRIÇÃO GERAL DO VIADUTO DO CORGO

O Viaduto do Corgo é uma obra de arte em betão armado e pré-esforçado que se insere na Autoestrada Transmontana (A4), localizado em Vila Real, tendo sido aberto ao trânsito em setembro de 2013, permitindo a ligação entre Vila Real e Quintanilha. Trata-se de uma obra de arte em concordância côncava parabólica, com raio vertical  $R_v=10\,000\text{m}$  e com inclinação dos traineis aproximadamente igual a 5%, sendo a sua diretriz inicialmente curva com o restante comprimento em linha reta (sentido poente/nascente). Tem uma extensão total de 2 790m, dividida por 3 sub-viadutos, o de Poente, o Central e o de Nascente, tendo cada um, respetivamente, 855m, 768m e 1 167m de extensão entre eixos de apoios extremos (Autoestradas XXI et al. 2010a). Na Fig. 3.1 apresenta-se uma perspetiva geral do Viaduto do Corgo.

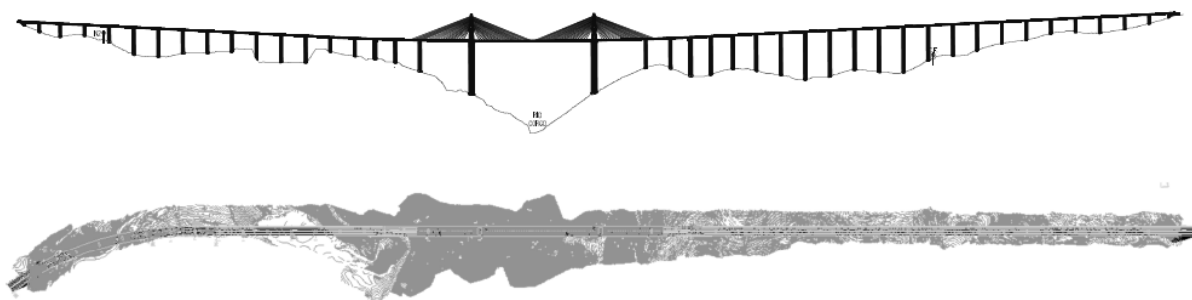


Fig. 3. 1 – Vista em alçado (superior) e em planta (inferior) do Viaduto do Corgo (Barata 2012).

A partição do viaduto resulta principalmente da necessidade de acautelar os esforços devidos às variações de temperatura e aos efeitos diferidos do betão. Adicionalmente ao referido anteriormente, esta partição deve-se à conjugação da orografia do local de implantação com a rasante estabelecida a grande altura, aos efeitos da ação do vento (importantes tanto na fase de construção como de exploração), às ações sísmicas e às metodologias construtivas previstas para este importante atravessamento (AutoestradasXXI et al. 2010a).

Os sub-viadutos de Poente e Nascente, com um funcionamento estrutural em pórtico contínuo, são constituídos por vãos com aproximadamente 60m de comprimento, segundo a seguinte distribuição:

- Sub-Viaduto Poente –  $36.0 + 51.0 + 12 \times 60.0 + 48.0\text{m}$
- Sub-Viaduto Nascente –  $48.0 + 54.0 + 57.0 + 16 \times 60.0 + 48.0\text{m}$

No que diz respeito à secção transversal do tabuleiro, esta é constituída por duas partes essenciais, construídas em etapas distintas. A primeira parte diz respeito a uma solução de viga-caixão central com 3.5m de altura, com almas de 0.60m de espessura afastadas 9.40m entre eixos. Num segundo momento de construção é executada a segunda parte da secção transversal, que é materializada pelo prolongamento da laje superior, em consola (abas laterais), sendo estas consolas suportadas por escoras regularmente afastadas de 3.0m entre si, que transmitem as cargas à parte inferior da viga-caixão. Com esta solução é conseguida uma elevada rigidez à flexão e à torção do tabuleiro (AutoestradasXXI et al. 2010a).

A plataforma é constituída por 2 vias de 7.00m, bermas exteriores de 3.00m e interiores de 1.00m, com passeios laterais de 1.25m e com separador central do tipo “New-Jersey”, perfazendo uma largura total de 25.30m (Barata 2012). No caso dos sub-viadutos laterais, a laje superior apresenta-se com uma espessura superior à do sub-viaduto central (a secção será apresentada posteriormente). Na Fig. 3.2 está representada a secção transversal tipo dos sub-viadutos laterais.

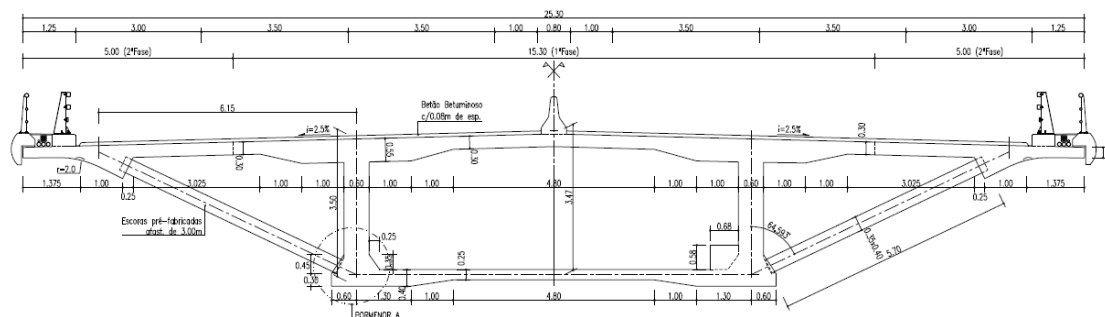


Fig. 3.2 – Secção transversal tipo dos Sub-Viadutos Laterais (AutoestradasXXI et al. 2010b).

O sub-viaduto central (situado entre os pilares P15 e P22) é uma estrutura atirantada com suspensão central do tabuleiro, sendo os tirantes dispostos em semi-leque, afastados entre si de 6.00m ao longo do tabuleiro e de 1.20m entre os sucessivos pontos de cruzamento das tangentes dos tirantes à esquerda e à direita dos mastros (Barata 2012). O afastamento de 6.0m ao longo do tabuleiro representa a distância mínima para evitar a ocorrência de grandes vãos em consola, que de outra maneira poderiam condicionar o dimensionamento dos tirantes (AutoestradasXXI et al. 2010a).

O atirantamento é constituído por 4 painéis de 22 tirantes cada, variando o número de cordões de pré-esforço de 15.7mm entre 39 e 66, com um comprimento mínimo de cerca de 38m e máximo de aproximadamente 159m. Trata-se de uma suspensão simétrica em relação aos mastros, nos quais estão estabelecidas selas de desvio, com raios variando entre 4.30m e 5.55m, que garantem a retoma dos esforços diferenciais nos tirantes por atrito, a correta resposta às exigências de fadiga e a fácil substituição destes elementos estruturais. O sistema de suspensão central é conseguido graças à suspensão interna das almas da viga-caixão, com o auxílio de pares de tirantes internos de aço estrutural (são utilizadas quatro diagonais metálicas por tirante externo), possibilitando desta maneira o encaminhamento da componente vertical da força dos tirantes exteriores, para as almas supracitadas. Esses tirantes internos são constituídos por 2 meios perfis HEB320 nas zonas dos 4 pares de tirantes externos mais próximos dos mastros e por 2 meios perfis HEA320 nas zonas correspondentes aos restantes tirantes.

A secção transversal deste sub-viaduto é idêntica à secção descrita anteriormente em termos de contornos exteriores, tendo neste caso a largura da plataforma um valor superior, devido à suspensão interna do tabuleiro, perfazendo 28.00m de largura. A laje superior tem uma espessura menor em relação à secção dos sub-viadutos laterais, exceto na zona suspensa, onde existe um espessamento da referida zona, devido ao sistema de suspensão adotado. Ao contrário da secção dos sub-viadutos laterais, é necessária a colocação de pré-esforço transversal na laje superior, situação motivada pela redução de espessura e pelo mecanismo de suspensão. Nas Figuras 3.3 e 3.4 são apresentadas as secções descritas nas zonas não suspensa e suspensa, respetivamente.

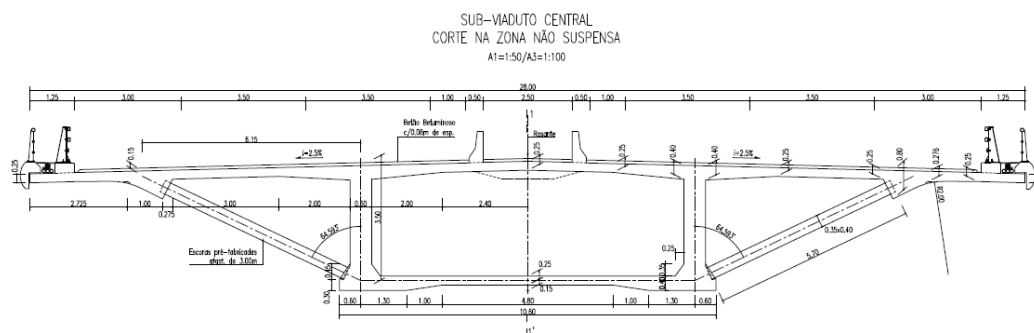


Fig. 3. 3 – Secção transversal do sub-viaduto central na zona não suspensa (AutoestradasXXI et al. 2010b).

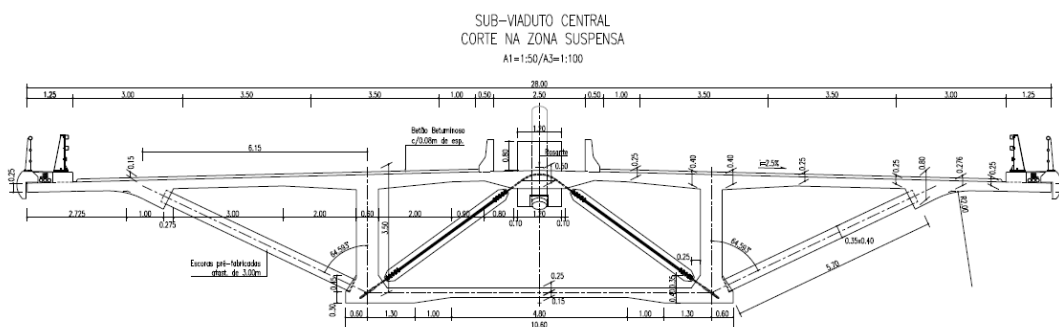


Fig. 3. 4 – Secção transversal do sub-viaduto central na zona suspensa (AutoestradasXXI et al. 2010b).

Relativamente ao sistema construtivo utilizado, o tabuleiro do sub-viaduto nascente foi construído através de viga de lançamento inferior, enquanto para o de poente foi escolhida uma solução de viga de lançamento superior, devido ao facto de esta ser uma solução que melhor se adapta a situações de diretriz curva. A execução do tabuleiro foi dividida em duas fases, numa primeira é executado o núcleo central, que diz respeito à viga-caixão da secção transversal (é nesta altura que é usado o sistema de vigas de lançamento) e a segunda fase diz respeito à realização das abas laterais, utilizando uma cofragem instalada em cimbres móveis. As escoras são pré-fabricadas e colocadas previamente à construção das abas que nelas se apoiam.

No sub-viaduto central foi utilizada uma solução de avanços sucessivos com construção aduela a aduela. As sucessivas aduelas, durante a fase construtiva, são executadas desde os mastros, sendo suportadas inicialmente por um sistema de pré-esforço longitudinal aplicado na generalidade com um ou dois dias de idade. Na altura em que o betão já atingiu as características mecânicas necessárias, é instalado o cimbra para a betonagem da aduela seguinte e feito o tensionamento do tirante correspondente. No vão central, com 300m de vão, existem 24 aduelas desde os mastros até à aduela de fecho, enquanto nos vãos adjacentes, com 126m, existem 18 aduelas mais a de fecho, sendo este efetuado a 11m dos eixos dos pilares P17 e P20. A maioria das aduelas tem um comprimento de 6m, com a exceção das aduelas de fecho que têm um comprimento de 2m e das aduelas 0 e 1 que têm um desenvolvimento de 12 e 5m, respetivamente (Tomé 2012). Na Fig. 3.5 é apresentado um corte longitudinal do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo.

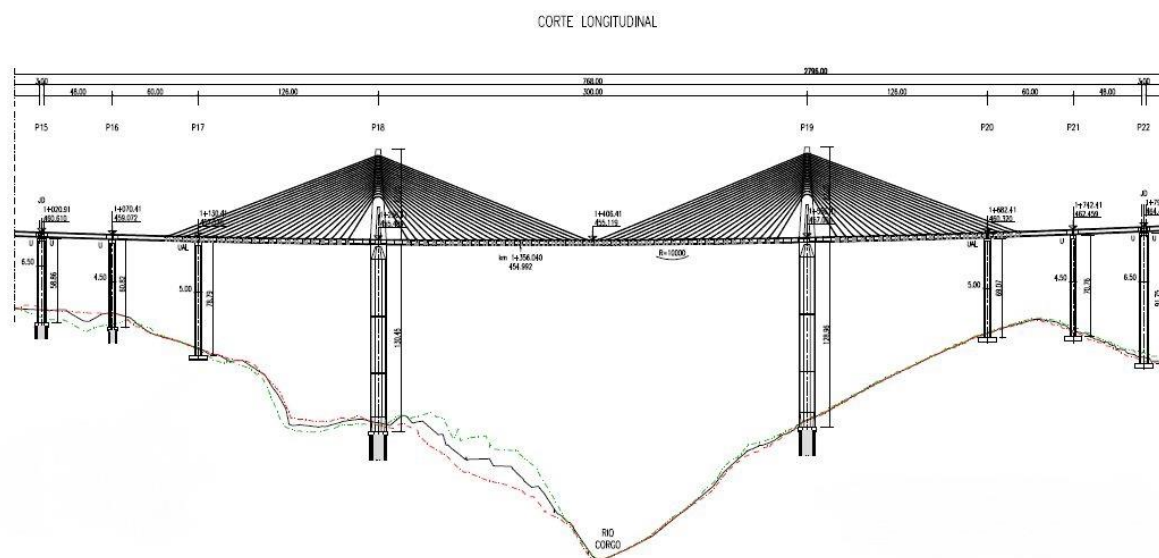


Fig. 3. 5 – Corte longitudinal do sub-viaduto central (AutoestradasXXI et al. 2010b).

No que diz respeito aos pilares, são de secção constante na maior parte do viaduto, à exceção dos pilares P18 e P19, que são de dimensão variável no sentido transversal, devido à enorme massa de tabuleiro que lhes está associada e à sua altura, conseguindo-se desta maneira uma inércia superior na sua base, implementando uma maior resistência às ações laterais (AutoestradasXXI et al. 2010a).

Os sub-viadutos laterais apresentam pilares com alturas variáveis entre 18 e 113m. Como referido anteriormente, a secção transversal é constante em altura, com uma dimensão transversal de 10.5m e uma dimensão longitudinal de 4.0m nos pilares mais baixos, aumentando nos pilares mais altos para valores próximos de 5.0m. A maior dimensão longitudinal deste pilares ocorre nas zonas de transição entre viadutos, tendo o valor de 6.5m, permitindo a colocação de dois pares de aparelhos de apoio (Barata 2012).

A variação transversal da dimensão dos pilares P18 e P19 é feita com uma taxa de jorramento de 3.5%, variando este valor entre 10.0m no topo destes elementos estruturais e 19.25m na sua base. A dimensão longitudinal é 11.0m. A altura destes pilares, desde o topo das suas fundações até à base do tabuleiro, é de 130.29m para P18 e 128.80m para P19.

Os mastros, presentes em P18 e P19, têm uma altura de 63m, são bifurcados longitudinalmente, permitindo desta maneira tirar proveito da sua elevada rigidez neste sentido, controlando mais eficazmente as deformações no tabuleiro, tanto no vão central como nos vãos adjacentes de 126m de desenvolvimento.

Em todos os pilares do viaduto a secção é oca e tem forma octogonal, adelgada no sentido transversal, de maneira a reduzir a área de exposição aos ventos, que na generalidade são preponderantes nesta direção.

Na maior parte dos casos, para as fundações dos pilares, são utilizadas soluções de fundações diretas. Existem algumas exceções, como são os casos dos pilares P15, P16, P18 e P19, em que foram materializadas soluções de fundações mistas com micro-estacas, permitindo desta maneira retirar partido da capacidade de carga do terreno superficial, bem como das características resistentes das camadas mais profundas, através das resistências lateral e de ponta das micro-estacas.

Relativamente aos aparelhos de apoio, nos sub-viadutos laterais são utilizados aparelhos de apoio esféricos, fixos ou com deslocamento longitudinal. A fixação longitudinal ocorre nos pilares mais altos, tanto no sub-viaduto de Nascente como de Poente, por forma a evitar fenómenos de instabilidade. Nos restantes pilares, os movimentos longitudinais são permitidos. Em todos os casos, os aparelhos de apoio impedem os deslocamentos transversais.

No sub-viaduto central, a ligação entre o tabuleiro e os pilares é realizada igualmente através de aparelhos de apoio esféricos, com impedimento dos deslocamentos transversais. Neste caso são permitidos deslocamentos relativos entre o tabuleiro e os pilares na direção longitudinal em P15, P16, P21 e P22. Nos pilares P17 e P20 são utilizados aparelhos de apoio guiados nas direções longitudinal e transversal, existindo desta maneira compatibilidade de deslocamentos nestas duas direções. Nos pilares P18 e P19 a ligação mastro/tabuleiro/pilar é feita monoliticamente.

### 3.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

#### 3.3.1. UTILIZAÇÃO DO CÓDIGO COMPUTACIONAL *DIANA*

Com o objetivo de analisar e interpretar o comportamento estrutural do Viaduto do Corgo, foi realizado um modelo de cálculo utilizando o código computacional *DIANA*. Trata-se de uma plataforma de cálculo estrutural, que recorre a elementos finitos, utilizada numa vasta gama de especialidades da engenharia civil, desde a modelação de barragens e análises geotécnicas até à modelação de obras de arte complexas, enquadrando-se nesta área o caso de estudo desta dissertação. A principal vantagem deste código computacional reside nos inúmeros tipos de análises que permite efetuar, possibilitando, entre outros tipos de análises, a simulação do comportamento não linear dos materiais. Devido às características mencionadas anteriormente, percebe-se facilmente a vantagem da modelação da obra em questão nesta plataforma de cálculo, pois fica assim criada uma ferramenta de trabalho para futuras análises mais complexas e esclarecedoras acerca do comportamento estrutural.

#### 3.3.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO

##### 3.3.2.1. Tipos de elementos finitos utilizados

Na construção do modelo numérico foram utilizados dois tipos de elementos finitos, elementos de viga e de treliça. Os elementos de viga foram utilizados para a modelação do tabuleiro, pilares e mastros. No caso dos elementos de treliça, estes foram utilizados para a modelação dos tirantes.

Definem-se elementos de viga como elementos em que a dimensão  $d$ , perpendicular ao eixo da barra, é muito menor que o seu comprimento,  $l$ . Este tipo de elementos tem deformação axial, deformação por esforço transversal, flexão e torção. Estes elementos podem ser usados para análises numéricas tanto a duas dimensões, como a três dimensões, sendo esta última o caso da modelação realizada.

Com o código computacional *DIANA*, é possível utilizar dois tipos de elementos de viga, *Classical Beams* e *Mindlin Beams* (Manie e BV 2011):

- *Classical Beams* – Tratam-se de elementos de viga com dois nós. Neste caso é assumido que a secção transversal permanece perpendicular ao eixo longitudinal, portanto estes elementos são baseados na teoria dos *Elementos de Viga de Bernoulli*;
- *Mindlin Beams* – São elementos em que é feita uma integração numérica da secção transversal, sendo por esse motivo mais exigentes em termos de processamento de dados, podendo ser

usados tanto em análises lineares como em análises considerando não linearidades geométricas e materiais. É considerado que o esforço normal varia linearmente ao longo da área da secção transversal e o esforço transversal é admitido como sendo constante.

Na modelação realizada foram utilizados os elementos *Mindlin Beams*, recorrendo a elementos de três nós. Como referido anteriormente, foram utilizados para a modelação do tabuleiro, pilares e mastros. A designação para o tipo de elementos referidos, no código computacional DIANA é “*CL18B*”. Na Fig. 3.6 encontra-se uma representação genérica deste tipo de elementos.

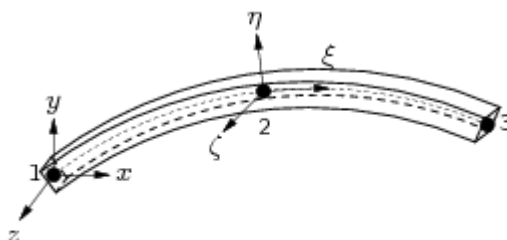


Fig. 3. 6 – Elemento de viga “CL18B” (Manie e BV 2011).

Para a modelação dos tirantes da ponte foram utilizados elementos de treliça. Tal como a nomenclatura sugere, este tipo de elementos apenas tem deformações axiais. Considerando simplifadamente apenas o comportamento linear dos cabos, estes elementos finitos são capazes de simular adequadamente o comportamento destes elementos estruturais, já que no caso da modelação em questão, devido ao nível de esforço a que os tirantes estão sujeitos, o seu comportamento estrutural não é afetado pela não linearidade geométrica característica deste tipo de elementos. Foram utilizados elementos de dois nós, em que é feita uma interpolação linear do deslocamento axial. Segundo o código computacional utilizado, a designação para os elementos é “*L2TRU*”. Existe um inconveniente relativamente aos elementos utilizados, pois devido ao facto da distribuição da massa não ser corretamente definida num meio tridimensional, não podem ser utilizados em análises dinâmicas, contudo como tal análise não é objetivo desta dissertação, podem ser utilizados, não resultando deste facto imprecisões nos resultados obtidos. É possível observar esquematicamente o elemento descrito na Fig. 3.7.



Fig. 3. 7 – Elemento de treliça “L2TRU” (Manie e BV 2011).

### 3.3.2.2. Definição da malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos estabelecida foi baseada nas características geométricas do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo. As diferentes partes estruturais da obra de arte foram modeladas maioritariamente considerando o seu centro geométrico, apenas existindo algumas exceções na modelação do tabuleiro, sendo estas explicadas posteriormente.

Para a definição dos elementos de viga que representam o tabuleiro, foi considerado o centro geométrico da secção suspensa (apresentada na Fig. 3.4). Devido a esta consideração na definição das linhas do

tabuleiro, são ignoradas as variações do centro geométrico com a secção fazendo com que os resultados das possíveis análises a realizar venham referentes ao eixo considerado. Tal reflete-se, por exemplo, no diagrama de momentos fletores longitudinais resultantes das ações ambientais, pois este vem definido em relação ao centro geométrico da secção suspensa, sendo necessário, no caso do cálculo deste esforço para secções diferentes da referida, adicionar o momento correspondente à excentricidade resultante da variação de eixo.

Foi considerado como ponto inicial do tabuleiro a origem do referencial global, ou seja, o ponto P1(0,0,0). Este ponto corresponde ao quilómetro inicial do sub-viaduto central. Todos os pontos do tabuleiro foram definidos em relação a P1, considerando a equação correspondente a uma concordância concava parabólica de raio vertical  $R_v=10\ 000\text{m}$ , com inclinações dos traneis de 5%. A equação parabólica considerada, no sistema de eixos com origem no início da concordância, foi a seguinte (França e Tavares 2014):

$$y = i_1 \times x - \frac{x^2}{2R} \quad (3.1)$$

$i_1$  – inclinação do tranel;

$x$  – distância medida ao longo do eixo em planta entre o ponto de cota conhecida e o de cota pretendida;

$R$  – raio vertical da concordância.

Para a definição do tabuleiro foi necessário estabelecer um critério quanto ao comprimento dos elementos utilizados. Com vista à resolução da questão anterior e dado que seria necessário prever o modo como seria feita a ligação entre os tirantes e o tabuleiro, foi estabelecido que cada aduela (com 6.00m de comprimento) seria dividida em duas partes iguais, dado que cada tirante é ligado ao tabuleiro aproximadamente no centro das aduelas. Cada aduela fica assim dividida em dois elementos de três nós com 3.00m de comprimento.

Na zona do tabuleiro não atirantada é adotado um comprimento para os elementos de viga similar ao anterior, ou seja de 3.00m.

Nas zonas do tabuleiro sobre os pilares existem carlingas transversais. Tais carlingas não foram consideradas devido ao facto de não introduzirem rigidez de flexão longitudinal ao tabuleiro, pois o seu desenvolvimento longitudinal é muito reduzido quando comparado com a extensão total dos vãos, não resultando desta simplificação grandes erros associados, pois para uma análise longitudinal global tais carlingas são insignificantes. Foram tidos em consideração no modelo desenvolvido os espessamentos da laje inferior e das almas da secção transversal na zona dos pilares. Devido a tal consideração, nestas zonas, o comprimento dos elementos finitos foi condicionado pela variação da secção transversal.

Dado o objetivo da presente modelação não ser a análise transversal da secção, não foram modeladas as escoras pré-fabricadas sobre as quais assenta a laje superior, contudo o seu peso foi considerado no peso próprio do tabuleiro.

Para a modelação dos pilares e mastros, foi necessário considerar um número de elementos finitos que posteriormente possibilitasse uma análise de segunda ordem a tais elementos estruturais. Foi esta a condição que fez com que fossem considerados mais de 10 elementos por pilar, exceto nos pilares P18 e P19, que devido à sua elevada altura e variação da secção, foi considerada uma quantidade superior de elementos. Nos mastros foi considerada uma quantidade de elementos finitos similar, sendo esta quantidade igualmente condicionada pela variação de secção e pela bifurcação longitudinal.

Nos tirantes, por serem elementos que apenas têm deformações axiais, foram utilizados elementos de treliça de dois nós, portanto foi considerado apenas um elemento por tirante. Na modelação foram ignorados os efeitos não lineares geométricos destes elementos, não sendo por isso considerados os efeitos resultantes da sua posição em catenária, nem a consequente variação do seu módulo de elasticidade resultante da aplicação da fórmula de *Ernst*. Relativamente ao seu comprimento, foi necessário estabelecer uma medida que definisse este valor. Tendo em consideração a existência de esforços diferenciais nos tirantes, ou seja, à esquerda e à direita dos mastros os esforços nos tirantes têm valores diferentes quando a ponte é carregada, resultado do funcionamento das selas de desvio, nesta zona a extremidade do tirante foi definida tendo em conta a sua interseção com a face dos mastros. Considerando agora a interseção dos tirantes com o tabuleiro, estes encontram-se ancorados na laje superior da secção transversal. Ao contrário do habitual, que seria considerar a projecção destas linhas até ao eixo da secção do tabuleiro, foi tido como limite para o comprimento dos tirantes o centro da sua ancoragem. Tal consideração poderá influenciar localmente os momentos flectores e rotações nestas zonas, devido às diferentes excentricidades entre as duas situações, contudo tal variação é localizada, sendo que genericamente o comportamento é semelhante, pois os esforços transmitidos dos tirantes para o tabuleiro são praticamente os mesmos. Outro motivo para a adoção desta solução de modelação é o facto de esta se encontrar mais próxima da realidade. Na Fig. 3.8 é apresentado um alçado com a malha de elementos finitos gerada.

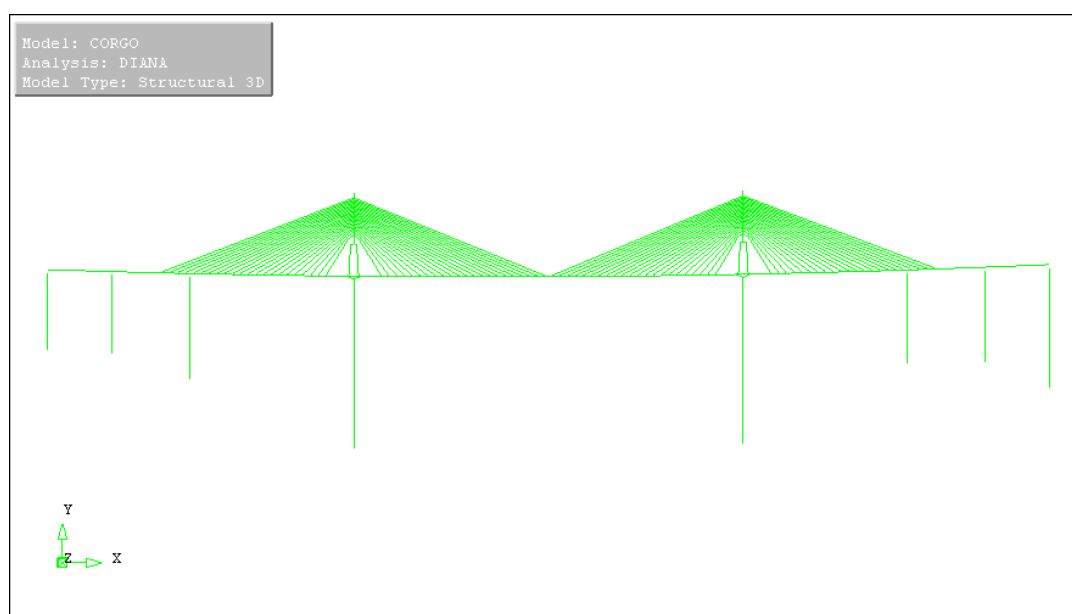


Fig. 3. 8 – Alçado longitudinal do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo (conteúdo do ecrã iDIANA).

### 3.3.2.3. Secções transversais

Tal como anteriormente referido, foram utilizados elementos de viga onde é feita uma integração numérica da secção transversal. Para descrever a secção destes elementos o código computacional *DIANA* dispõe de várias alternativas, entre as quais a possibilidade de o fazer através de um número de zonas com a forma de quadriláteros, não sendo estes necessariamente retângulos. Esta forma de indicar as secções transversais possibilita a discretização de qualquer geometria, sendo por isso possível “desenhar” secções com múltiplos contornos exteriores. Dada esta possibilidade, foi a solução escolhida, impondo-se dessa forma a discretização da secção em quadriláteros. Esse exercício é feito especificando

as coordenadas dos quatro pontos correspondentes aos cantos dos inúmeros quadriláteros em relação ao eixo local de coordenadas  $yz$ <sup>1</sup>.

Dada a necessidade explanada no parágrafo anterior, foram descritas por quadriláteros todas as secções correspondentes aos elementos de viga utilizados no modelo, sendo estas as secções do tabuleiro, pilares e mastros. Na Fig. 3.9 é apresentada a discretização da secção transversal da zona suspensa do tabuleiro. As restantes secções utilizadas no modelo numérico não são apresentadas, pois trata-se de um processo em tudo idêntico na totalidade das secções.

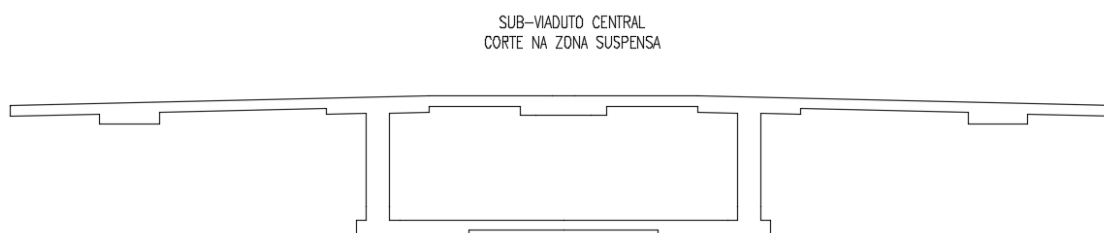


Fig. 3.9 – Simplificação da secção transversal do tabuleiro na zona suspensa.

Dada a simplificação da secção transversal, é importante garantir que as suas características, nomeadamente a sua área e inércias segundo os eixos principais centrais de inércia, não se alteram ou em caso de alteração, que esta seja pouco significativa. Os tirantes internos da secção, as escoras pré-fabricadas, os blocos de ancoragem, bem como os separadores “*New Jersey*” não foram considerados na geometria da secção, contudo o seu peso foi considerado nos casos de carga “Peso Próprio” e “Restantes Cargas Permanentes”. Na seguinte tabela é feita uma comparação entre as características da secção original e as características da secção considerada no modelo (secção da Fig. 3.9).

Tabela 3.1 – Comparação entre secção original e simplificada da zona suspensa do tabuleiro

	Secção original	Secção Simplificada	Diferença [%]
Área [m <sup>2</sup> ]	16,182	16,183	0,009
Yg [m]	2,308	2,308	0,022
Iz [m <sup>4</sup> ]	27,074	26,954	0,442
Iy [m <sup>4</sup> ]	731,760	726,020	0,784

Como é possível observar na Tabela 3.1, as diferenças não são significativas no contexto da engenharia civil, logo considerou-se como correta a secção simplificada. Tal como foi feito para a secção do tabuleiro na zona suspensa, todas as secções utilizadas no modelo foram simplificadas e devidamente comparadas com as respetivas secções originais.

Como a plataforma iDIANA não permite uma visualização gráfica das secções quando estas são introduzidas segundo o procedimento que tem vindo a ser explicitado, por forma a verificar a conformidade dos dados introduzidos, foi calculada a flecha elástica a meio vão para uma viga simplesmente apoiada, com um vão de 100.00m e com características materiais e geométricas

<sup>1</sup> No sistema de eixos local de coordenadas, o eixo  $xx$  é tangente ao eixo longitudinal do elemento. Os eixos  $yy$  e  $zz$  são perpendiculares entre si e em relação a  $xx$ . Tomando  $xx$  como horizontal,  $yy$  será vertical e  $zz$  será perpendicular ao plano formado pelos eixos  $xx$  e  $yy$ .

correspondentes à zona suspensa do tabuleiro. Foi utilizado um carregamento de 75kN, valor aproximadamente correspondente às restantes cargas permanentes desta estrutura. Os resultados podem ser observados na Tabela 3.2.

Tabela 3. 2 – Validação da secção transversal da zona suspensa do tabuleiro.

	Cálculo Manual	Resultado <i>DIANA</i>	Diferença [%]
Flecha Elástica [mm]	97,920	98,200	0,285

Com uma diferença na ordem dos 0.3%, considerada insignificante na área da engenharia civil, consideram-se válidos os resultados obtidos, logo validada a secção transversal utilizada. Tal como no processo de verificação das características geométricas, a verificação das flexas também foi feita para todas as secções do modelo, por forma a reduzir possíveis discrepâncias entre o comportamento real da estrutura modelada e o comportamento simulado. Sendo que o erro normalmente associado a este tipo de modelação já tem alguma relevância, devido às inúmeras incertezas presentes, é boa prática tentar reduzir ao máximo todas as possíveis fontes de divergência.

#### 3.3.2.4. Materiais

Relativamente aos materiais utilizados, estes foram os definidos em projeto.

Dado que apenas é feita uma análise elástica, não foram consideradas armaduras nas secções do tabuleiro, pilares e mastros, pois foi considerado que em fase elástica a sua presença não tem grande influência no comportamento estrutural global, logo foram consideradas as secções preenchidas totalmente por betão, não invalidando esta opção a consideração do peso próprio do betão armado nos respetivos casos de carga.

No que diz respeito aos tirantes, tal como já referido em secções anteriores, apenas foi modelado o comportamento elástico destes elementos, sendo por isso utilizado um módulo de elasticidade de 195GPa. Uma alternativa para a modelação destes elementos seria a consideração de elementos de treliça (tal como no caso desta dissertação), efetuando igualmente uma análise elástica, contudo reduzindo o módulo de elasticidade do material através da “*Fórmula de Ernst*”. Trata-se de uma abordagem possível graças ao facto dos deslocamentos das pontes atirantadas serem muito pequenos, quando comprados com o tamanho da estrutura e pelo facto da geometria dos cabos se encontrar bem definida (Ali e Abdel-Ghaffar 1995). Devido ao nível de esforço instalado nestes elementos, foi comprovado que o seu comportamento não é afetado pelos efeitos não lineares geométricos, sendo esta a justificação para a não utilização do processo descrito.

Na Tabela 3.3 são apresentados os materiais utilizados, bem como os respetivos módulos de elasticidade considerados.

Tabela 3. 3 – Características dos materiais utilizados

Tabuleiro		Mastros		Pilares		Tirantes
Betão	E [GPa]	Betão	E [GPa]	Betão	E [GPa]	E [GPa]
C50/60	37	C50/60	37	C40/50	35	195

Os valores referentes ao módulo de Young utilizados, no caso do betão, foram os valores regulamentares presentes na norma europeia (CEN 2010). No caso dos tirantes, foi usado o módulo de elasticidade característico dos cordões que compõem estes elementos.

### 3.3.2.5 Ligações

Na modelação realizada foram utilizados três tipos de ligações. Na ligação da estrutura ao exterior, ou seja, na base dos pilares, foram considerados encastramentos perfeitos. Esta ligação foi feita à custa da opção “*Constraint*”, que permite que sejam fixadas translações e rotações em todos os graus de liberdade, logo para simular os encastramentos foram bloqueadas as translações e rotações nos três graus de liberdade. Na Fig. 3.10 é possível observar as ligações da estrutura ao exterior.

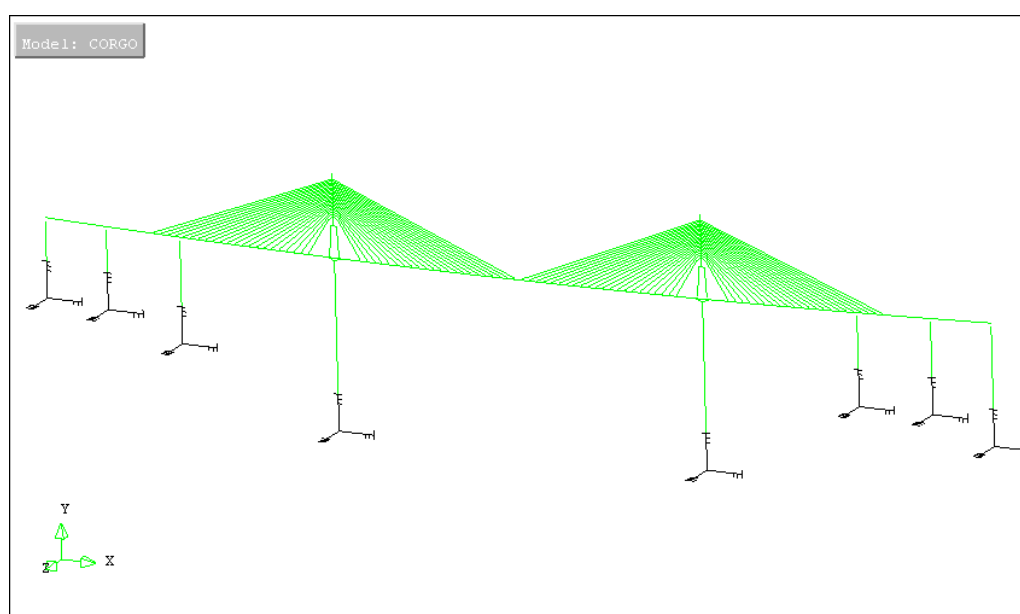


Fig. 3. 10 – Ligação da estrutura ao exterior (conteúdo do ecrã iDIANA).

Para a realização das ligações entre o tabuleiro e os pilares (P15, P16, P21 e P22) foi importante reproduzir o funcionamento dos aparelhos de apoio da maneira mais rigorosa possível, sendo que estes aparelhos permitem deslocamentos longitudinais, tal como foi descrito na secção 3.2 do presente capítulo. Com vista a atingir esse objetivo foi utilizado o tipo de ligação designado por “*Tying*” que possibilita a imposição de que os deslocamentos ou rotações entre dois ou mais nós sejam iguais. Para tal é necessário definir um nó como “*Master*”, no modelo trata-se do nó do tabuleiro situado no alinhamento vertical dos pilares e um ou mais nós como “*Slaves*”, sendo que no modelo se trata do nó superior dos pilares. Tal como a nomenclatura sugere, é possível definir translações e rotações em que os nós definidos como “*Slaves*” acompanham o comportamento dos nós definidos como “*Masters*”. No caso específico da modelação da presente dissertação foram impostos condicionamentos nos deslocamentos segundo a direção vertical e na direção perpendicular ao plano xy (direções y e z) e foi igualada a rotação segundo o eixo xx, ou seja, rotações que provocam esforços de torção no tabuleiro, entre os nós do tabuleiro e dos pilares descritos anteriormente, reproduzindo desta maneira a existência de dois aparelhos de apoio alinhados transversalmente. Para os pilares P17 e P20 foram utilizadas as

mesmo tipo de ligações, sendo que neste caso se impôs adicionalmente a existência de compatibilidade de deslocamentos na direção longitudinal.

No caso das ligações entre os tirantes e o tabuleiro e entre os tirantes e os mastros (Fig. 3.11), foi necessário garantir que as translações entre o último nó dos tirantes e o nó do tabuleiro/mastros mais próximo são iguais, nas três direções possíveis. O procedimento natural seria utilizar o mesmo tipo de ligações descrito anteriormente, ou seja, criar “*Tyings*” para materializar tais ligações. Contudo não foi o processo abordado devido à quantidade de nós em que esse tipo de ligação teria que ser feito, obrigando a um processo moroso em que tais ligações seriam introduzidas através de processamento de texto manual. Portanto, as ligações descritas foram criadas recorrendo a barras infinitamente rígidas em que o seu peso, por serem barras apenas auxiliares, não é considerado, pois de outra forma estaria a ser adicionada carga ao modelo irrealista, condicionando dessa maneira os resultados. É espetável que nas duas soluções descritas o comportamento estrutural seja análogo, contudo será simulado tal comportamento recorrendo a uma viga em consola, com as características geométricas e materiais da zona suspensa do sub-viaduto central, com 6.00m de comprimento (valor igual ao afastamento entre tirantes no modelo numérico), sujeita ao seu peso próprio e a uma carga distribuída de 75.00kN, sustentada por um tirante na extremidade oposta ao encastramento. Serão comparadas rotações e deslocamentos, com vista à aferição da solução de modelação utilizada. Na Tabela 3.4 expõem-se os resultados de tal comparação, sendo que apenas são apresentados os resultados nas zonas da consola onde estes valores possuem maiores discrepâncias.

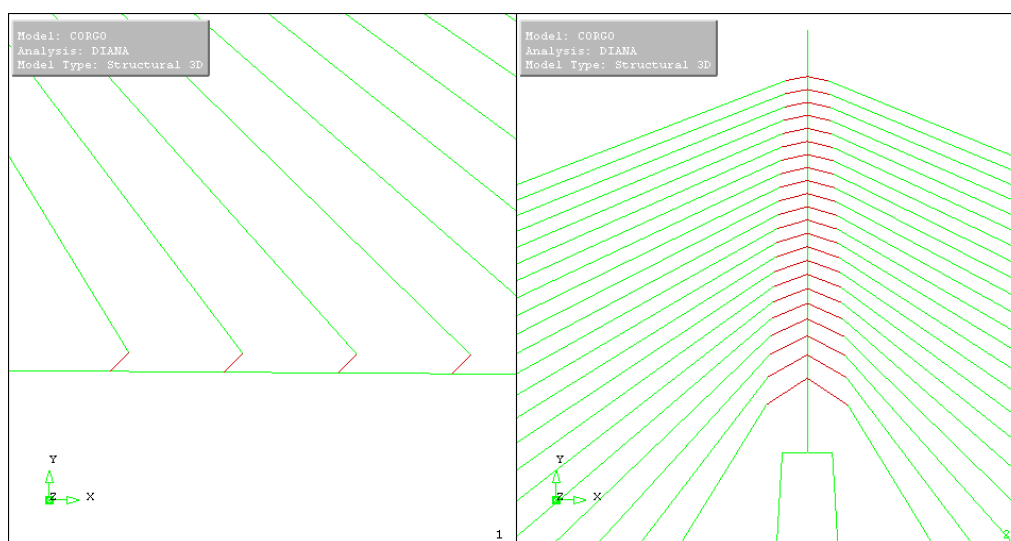


Fig. 3. 11 – Pormenor da ligação tirantes/tabuleiro (esquerda) e tirantes/mastros (direita) (contudo do ecrã iDIANA).

Tabela 3. 4 – Aferição da utilização de ligações infinitamente rígidas.

Tying		Ligação Rígida		Diferença máxima [%]	
Deslocamento [mm]	Rotação [rad]	Deslocamento [mm]	Rotação [rad]	Deslocamento	Rotação
0,0613	0,000985	0,0612	0,000980	0,163	0,581

Como é possível observar, nas zonas onde as diferenças são superiores, o erro não vai além dos 0.6%, sendo que na maior parte das zonas da viga em consola não existem diferenças em termos de rotações e deslocamentos verticais, logo conclui-se que esta solução de modelação pode ser utilizada sem reservas, facilitando desta maneira a realização das ligações dos tirantes aos elementos estruturais.

Relativamente às ligações mastro/tabuleiro/pilar, em P18 e P19, foi necessário garantir um comportamento similar às ligações monolíticas. O procedimento adotado foi novamente a utilização de barras infinitamente rígidas, pois trata-se de um processo simples de garantir compatibilidade de deslocamentos e rotações entre dois nós consecutivos. Analisando a zona das ligações mencionadas, constata-se a grande largura longitudinal do pilar, 11.00m de extensão. Por este motivo, para a materialização destas ligações foram introduzidas adicionalmente barras infinitamente rígidas inclinadas, ligando o nó superior dos pilares aos nós do tabuleiro coincidentes com as extremidades da zona do pilar (5.50m de comprimento para cada lado). Caso as ligações não tivessem sido feitas desta maneira, ocorreriam no modelo numérico consolas com 5.50m de comprimento irrealistas, levando à redução da rigidez de flexão do tabuleiro incrementando desta maneira os valores, tanto de flechas como de rotações, devido à existência de uma estrutura mais flexível. Nas seguintes figuras são visíveis as ligações entre os pilares e o tabuleiro, nas zonas de P18 e P19 (Fig. 3.12) e as ligações nas zonas de bifurcação dos mastros (Fig. 3.13), onde foram usadas igualmente barras infinitamente rígidas.

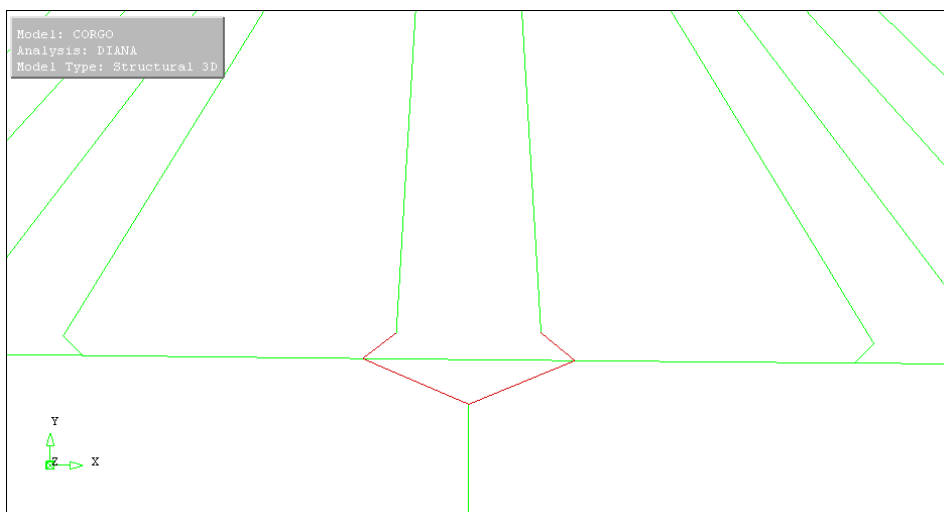


Fig. 3. 12 – Pormenor da ligação mastro/tabuleiro/pilar (conteúdo de ecrã iDIANA).

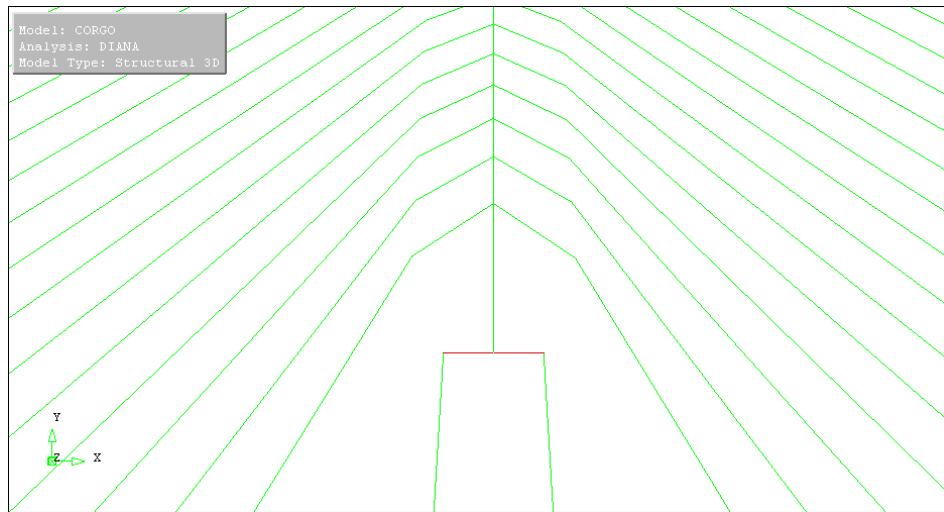


Fig. 3.13 – Pormenor da ligação na zona de bifurcação dos mastros (conteúdo do ecrã iDIANA).

### 3.3.2.6. Ações

No que diz respeito às ações consideradas na modelação do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo foram consideradas todas as cargas correspondentes ao peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais, nos casos de carga “Peso Próprio” e “Restantes Cargas Permanentes”. Foram ainda considerados cinco casos de carga adicionais, correspondentes ao ensaio de carga estático realizado ao viaduto em estudo, sendo estes casos de carga explicados pormenorizadamente no capítulo seguinte.

Relativamente ao peso próprio dos materiais, nos mastros e pilares da obra de arte em estudo, foi considerado o valor regulamentar, ou seja,  $25\text{kN/m}^3$ . No caso do tabuleiro, como já referido em secções anteriores, existem elementos da secção transversal que não foram modelados, contudo o seu peso foi considerado, sendo esses elementos os tirantes de suspensão interna, os blocos de ancoragem dos tirantes exteriores e as escoras pré-fabricadas que suportam a laje superior da secção. Devido a tais considerações, para o betão armado do tabuleiro foi considerado um peso volúmico de  $27.16\text{kN/m}^3$ . Na seguinte tabela encontra-se enumerado por parcelas o peso dos elementos pertencentes à secção transversal, bem como o cálculo realizado, justificando assim a utilização de um valor superior para o peso volúmico do betão armado deste elemento estrutural. Devido à elevada densidade de armaduras, foi considerada uma taxa de armaduras de 2.5% para a secção transversal.

Tabela 3. 5 – Valores do peso dos elementos do tabuleiro e respetivo peso volúmico.

	A/aduela [m <sup>2</sup> ]	V/aduela [m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	P/aduela [kN]	P <sub>total</sub> [kN]	$\gamma_{total}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Tirantes Internos	0,06	0,26	77,00	20,37		
Escoras Exteriores	0,56	3,19	25,00	79,80		
Blocos de Ancoragem	2,59	3,10	25,00	77,58	2636,77	27,16
Armadura			77,00	186,91		
Betão			24,00	2272,11		

Para os tirantes foi considerado um peso volúmico de 85kN/m<sup>3</sup>, de maneira a considerar o seu revestimento.

Considerando ainda o peso próprio dos materiais, mas neste caso os não estruturais, no caso de carga “Restantes Cargas Permanentes” foram considerados os elementos e respetivos pesos definidos em projeto. Na Tabela 3.6 estão enumerados tais elementos não estruturais, bem como os seus pesos.

Tabela 3. 6 – Restantes cargas permanentes

	Peso [kN/m]
Betuminoso	42,24
New Jerseys	10,75
Enchimento de Passeios	4,66
Cornijas	7,35
Lancis	7,90
Guarda-corpos metálicos	1,00
Guardas de segurança	1,00
<b>RCP</b>	<b>74,90</b>

Como se pode observar na tabela anterior, as restantes cargas permanentes totalizam um valor de 74.90kN/m.

# 4

## VALIDAÇÃO COM OS RESULTADOS DO ENSAIO DE CARGA

### 4.1. INTRODUÇÃO

A simulação do comportamento estrutural tem associado um elevado grau de dificuldade e complexidade. Estes fatores fazem com que no processo de modelação seja indispensável a adoção de técnicas de simplificação da realidade, devido a limitações computacionais ou mesmo porque é o método que mais eficazmente representa o comportamento estrutural real.

Tendo em conta as simplificações inerentes a este procedimento, bem como o elevado grau de complexidade existente, torna-se perceptível que estejam associadas ao processo de modelação técnicas de validação. Estas técnicas dão credibilidade ao modelo, pois sem elas será impossível perceber se os resultados obtidos são confiáveis.

Neste contexto surge este capítulo, onde é feita a validação dos resultados obtidos numericamente com o modelo desenvolvido, recorrendo aos resultados do ensaio de receção feito ao Viaduto do Corgo antes de entrar em serviço.

Primeiramente será descrito sumariamente o sistema de monitorização estrutural existente na obra de arte em causa, pois sem esta descrição torna-se complicada a perceção de todo o sistema de validação. Seguidamente, será explicado brevemente o ensaio de carga realizado.

Com o objetivo da validação do modelo, serão então comparados os registos relativos às flechas verticais e rotações longitudinais do tabuleiro, deslocamentos e rotações longitudinais dos mastros, variação da força nos tirantes e linhas de influência de deslocamentos, rotações e variação de força nos tirantes com os resultados recolhidos em campo.

### 4.2. SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL EXISTENTE

#### 4.2.1. BREVE DESCRIÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS DE SENSORES

Dada a elevada importância da obra em estudo, houve a necessidade de instalar um avançado sistema de monitorização contínua que permitisse ao empreiteiro, projetista e dono de obra obter informação essencial acerca do seu comportamento estrutural, durante a fase de construção e em serviço (Félix et al. 2012). Graças a este sistema é assim possível acompanhar de uma forma eficaz o comportamento

estrutural da obra, bem como validar o comportamento de modelos de cálculo, sendo este último o principal foco do presente capítulo.

Pelas razões apresentadas anteriormente, entre outras, foi então instalado um sistema de monitorização em duas zonas diferentes do Viaduto do Corgo, sendo elas o sub-viaduto central e o sub-viaduto nascente na zona dos pilares mais altos, que medem as seguintes grandezas (Félix et al. 2012):

- deformação de secções da estrutura (pilares e tabuleiro);
- rotação de secções de pilares, mastros e tabuleiro;
- deslocamentos horizontais do topo dos mastros;
- tensões nas diagonais metálicas no interior do tabuleiro (zona atirantada);
- força instalada nos tirantes;
- rotações dos maciços de fundação;
- deslocamento vertical relativo do tabuleiro;
- movimentos de juntas de dilatação.

Foram ainda instaladas estações meteorológicas com o objetivo de perceber as condições ambientais onde se insere a obra em estudo, sendo estas condições importantíssimas no auxílio da compreensão de fenómenos como a retração e a fluência do betão.

A instrumentação utilizada é de natureza ótica e elétrica, tendo sido procurado prover o viaduto das melhores soluções existentes no mercado para os diferentes tipos de grandezas medidas.

No Anexo A é apresentado um alçado longitudinal do sub-viaduto central, onde pode ser observada a localização dos vários aparelhos existentes, bem como as grandezas que medem.

#### 4.2.2. APRESENTAÇÃO DAS GRANDEZAS MEDIDAS

As diferentes grandezas medidas foram essencialmente as apresentadas na secção anterior do presente capítulo. Seguidamente será feita uma breve descrição de cada uma delas, com o objetivo de possibilitar uma melhor compreensão do funcionamento do sistema de monitorização estrutural (Félix et al. 2012):

Deformação do betão – para a medição de tal grandeza foram utilizados sensores desenvolvidos no LABEST<sup>2</sup> propositadamente para a aplicação em pontes de betão armado, sendo estes embebidos no betão e por esta razão instalados segundo o alinhamento das armaduras longitudinais, antes da betonagem. Estes sensores são capazes de medir a deformação média numa base de referência de aproximadamente um metro;

Extensão nas diagonais internas – foram instrumentadas as diagonais metálicas internas da secção suspensa do viaduto central nas zonas mais próximas dos mastros, sendo possível registar as variações da tensão média instalada nestes elementos, aquando da variação das forças nos tirantes devidas ao carregamento da ponte;

Força nos tirantes – o registo da força nos tirantes foi feito à custa da instalação de um sistema misto. Este sistema é composto pela colocação intercalada de células de carga em três cabeças de ancoragem e pela instalação de 10 acelerómetros nos tirantes. Graças a este sistema é possível medir a variação das forças de tração em 10 tirantes, sendo que em 3 deles existe o sistema de células de carga combinado com acelerómetros e nos restantes 7 apenas existem acelerómetros. Na Fig. 4.1 é possível observar os tirantes instrumentados.

---

<sup>2</sup> LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural.

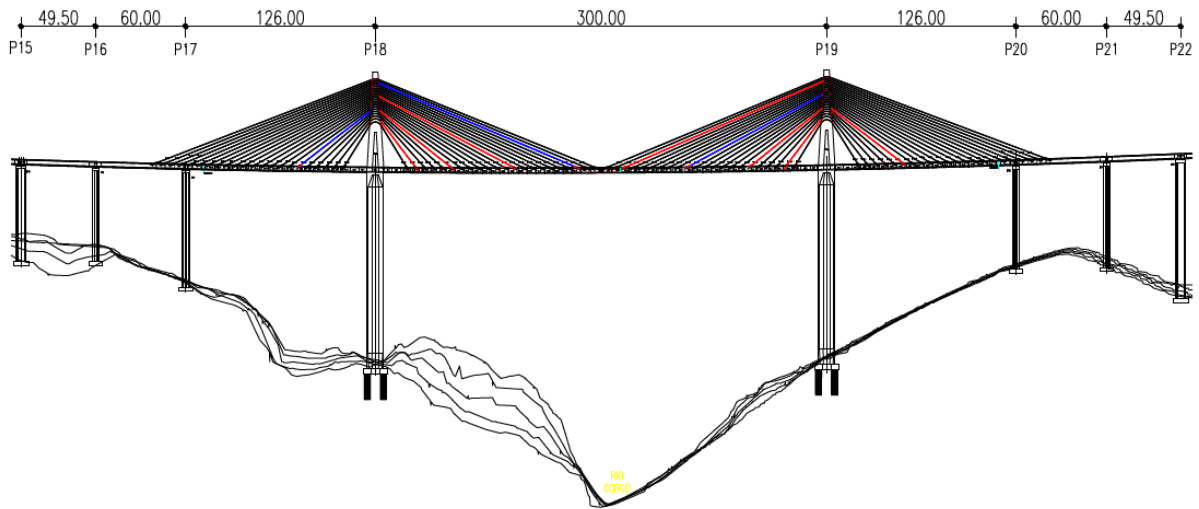


Fig. 4. 1 – Tirantes instrumentados com acelerómetros e com células de carga. A azul os tirantes instrumentados com acelerómetros e com células de carga e a vermelho os tirantes instrumentados apenas com acelerómetros. Referido em (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014).

Rotações – foram instrumentadas duas zonas diferentes do sub-viaduto para medição de rotações. A primeira diz respeito à base dos pilares P18 e P19, com o objetivo de registar eventuais rotações dos maciços de fundação. A outra zona diz respeito a quatro secções do tabuleiro podendo desta maneira serem observadas as rotações longitudinais do mesmo. Para a medição desta grandeza foram usados inclinómetros uniaxiais de natureza elétrica;

Flechas do tabuleiro – devido à elevada altura do tabuleiro, a medição deste valor foi feita sem referência física ao solo, apresentando o sistema utilizado um princípio de funcionamento baseado no nivelamento hidrostático do sistema hidráulico interno presente ao logo do viaduto. O nivelamento é registado recorrendo a sensores de fibra ótica. O circuito hidráulico permite então acompanhar a deformada vertical da estrutura através da variação da altura do líquido em relação a pontos de referência previamente estabelecidos;

Deslocamentos dos aparelhos de apoio – a medição dos deslocamentos é feita através da instalação de transdutores de deslocamento elétricos, do tipo LVDT (ver Fig. 4.2) nas extremidades dos sub-viadutos central, nascente e poente, após o fecho da obra;



Fig. 4. 2 – Exemplo de um transdutor de deslocamentos do tipo LVDT instalado em obra (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014).

Retração e fluência do betão – a medição da retração e fluência do betão é obtida através da instrumentação de prismas com transdutores de deformação, betonados em simultâneo com fases bem identificadas do faseamento construtivo, sendo que esses prismas são mantidos imunes a tensões mecânicas ou sob valores de tensões específicos, consoante se trate da medição da retração ou da fluência, respetivamente, sendo então estas grandezas quantificadas nos prismas instrumentados;

Medição das condições ambientais em que a obra se insere – com este objetivo é instalada uma estação meteorológica, sendo desta maneira registadas as grandezas caraterizadoras da exposição ambiental.

#### **4.3. ENSAIO DE CARGA AO VIADUTO DO CORGO**

Para o registo das grandezas durante o ensaio de carga, para além dos instrumentos de monitorização previamente existentes no viaduto, foram instalados outros, contudo a maioria dos aparelhos utilizados diz respeito ao sistema de monitorização definitivo da obra de arte. Foram também feitos registos da deformação da ponte através de medições topográficas, contudo tais resultados são um pouco diferentes dos registados por outros sistemas, devido à imprecisão característica deste tipo de medições em comparação com os meios mais sofisticados instalados no viaduto, como se poderá confirmar mais à frente no presente capítulo.

Com o objetivo de perceber as condições de funcionamento estrutural da obra de arte e para verificar a conformidade com o comportamento previsto em projeto, foi então realizado um ensaio de receção ao Viaduto do Corgo antes da abertura da obra ao trânsito. Este ensaio foi igualmente importante para estabelecer uma condição inicial de referência, sendo esta condição utilizada como base em futuras análises estruturais.

##### **4.3.1 DESCRIÇÃO DOS VEÍCULOS UTILIZADOS**

Para a realização do ensaio foram utilizados dezasseis veículos pesados, com as características da Fig. 4.3. Na Tabela 4.1 é possível observar o peso dos veículos utilizados e as distâncias entre eixos, sendo essa distância que define o comprimento das cargas distribuídas utilizadas no modelo numérico. Nos casos de carga utilizados, foi adotada a média do peso dos veículos para o estabelecimento das diferentes

sobrecargas, relativas às diferentes situações ensaiadas. No que diz respeito à distância entre os eixos dos veículos, foram utilizados igualmente valores médios.

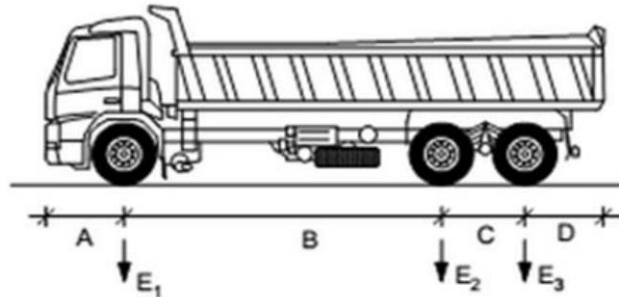


Fig. 4. 3 – Ilustração representativa dos veículos utilizados (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014).

Tabela 4. 1 – Características dos veículos utilizados no ensaio de carga.

Referência dos Veículos	A [m]	B [m]	C [m]	D [m]	Massa [ton]
A	1,40	4,60	1,35	1,50	30,70
B	1,40	4,65	1,35	1,50	30,14
C	1,40	3,90	1,40	1,40	28,66
D	1,50	3,85	1,40	1,60	30,08
E	1,50	3,20	1,40	1,40	28,52
F	1,40	3,70	1,35	1,60	30,66
G	1,35	3,70	1,35	1,50	31,32
H	1,40	3,70	1,35	2,30	29,86
I	1,50	3,95	1,40	1,65	29,46
J	1,40	3,85	1,40	1,60	29,06
K	1,40	3,80	1,40	1,60	29,28
L	1,40	4,30	1,40	1,80	31,44
M	1,50	4,70	1,35	1,50	28,36
N	1,50	5,10	1,35	2,60	29,94
O	1,40	4,15	1,40	1,30	31,08
P	1,40	3,85	1,35	1,45	29,66

#### 4.3.2. POSIÇÃO DOS VEÍCULOS E CASOS DE CARGA

Durante a realização do ensaio de carga foram criados dezoito casos de carga estáticos divididos por quatro percursos distintos, em que os veículos foram imobilizados por um período de tempo compreendido entre cinco e dez minutos. Adicionalmente foram ainda criados três casos de carga, com o objetivo de traçar linhas de influência das principais grandezas em observação, em que foram postos a circular os veículos em marcha lenta. Tanto nos casos de carga estáticos, como nos de marcha lenta, o sentido de circulação dos veículos é de poente para nascente. Na Tabela 4.2 são apresentados os diferentes casos de carga e os objetivos para cada um, relativos ao percurso II. Os restantes percursos, bem como os correspondentes casos de carga, não são apresentados por não serem feitas comparações relativas a essas situações no processo de validação do modelo numérico desenvolvido. Existe uma exceção respeitante ao percurso relativo às linhas de influência centradas, que apesar de não ser apresentado, são feitas validações com os seus resultados.

Tabela 4. 2 – Objetivos para os casos de carga do sub-viaduto central, relativos ao percurso II (adaptado de (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014)).

Percurso	Caso de Carga	Número de Veículos	Objetivo
II	CC12	16	Flecha máxima a meio vão do tramo P17-P18
	CC13	16	Caraterização do comportamento dos mastros
	CC14	16	Flecha máxima a meio vão do tramo P18-P19
	CC15	16	Caraterização do comportamento dos mastros
	CC16	16	Flecha máxima a meio vão do tramo P19-P20

No percurso I, ou seja, nos casos de cargo CC1 a CC11, são usados “4+4” veículos alinhados, em que 4 se situam na faixa de rodagem esquerda e 4 na direita<sup>3</sup>, posicionados de maneira a que de tal carregamento não resultem forças excêntricas estando desta maneira dispostos de forma simétrica em relação ao eixo longitudinal central da plataforma.

O percurso II é constituído por “8+8” veículos, dispostos da maneira descrita anteriormente, ou seja, não resultam igualmente esforços de torção no tabuleiro.

Relativamente aos percursos III e IV, pode-se dizer que são carregamentos dos quais resultam esforços de torção no tabuleiro do sub-viaduto, pois são constituídos por 8 veículos alinhados na faixa sul e norte, respetivamente.

As posições dos veículos, transversalmente, nos percursos relativos às linhas de influência, foram definidas de maneira coincidente com as grandezas a medir. Portanto, no caso de carga LI-C (linha de influência centrada), a posição dos veículos é simétrica, sendo feito o atravessamento da ponte por 4 veículos a par e nos casos de carga LI-Norte e LI-Sul são utilizados dois veículos a par alinhados a norte e a sul, respetivamente.

<sup>3</sup> As posições de esquerda e direita são definidas considerando o sentido nascente-poente.

Em alçado, os veículos foram dispostos de maneira a ser possível a medição das grandezas em interesse. Na Fig. 4.4 é apresentada a posição dos veículos no caso de carga CC14, caso de carga que maximiza a flexão a meio vão do vão central. A posição dos veículos, referente aos restantes casos de carga, é apresentada no Anexo B, por se tratar de um grande volume de imagens. As cargas distribuídas representam o carregamento da ponte, sendo que a sua largura foi definida considerando a distância entre eixos dos camiões. As imagens foram recolhidas do modelo numérico desenvolvido e por essa razão o comprimento das cargas distribuídas tem algumas variações, pois tal valor é condicionado pela malha de elementos finitos estabelecida, contudo fez-se variar o valor da carga de maneira a que a resultante fosse igual à resultante do carregamento real da ponte, nas diferentes situações consideradas.

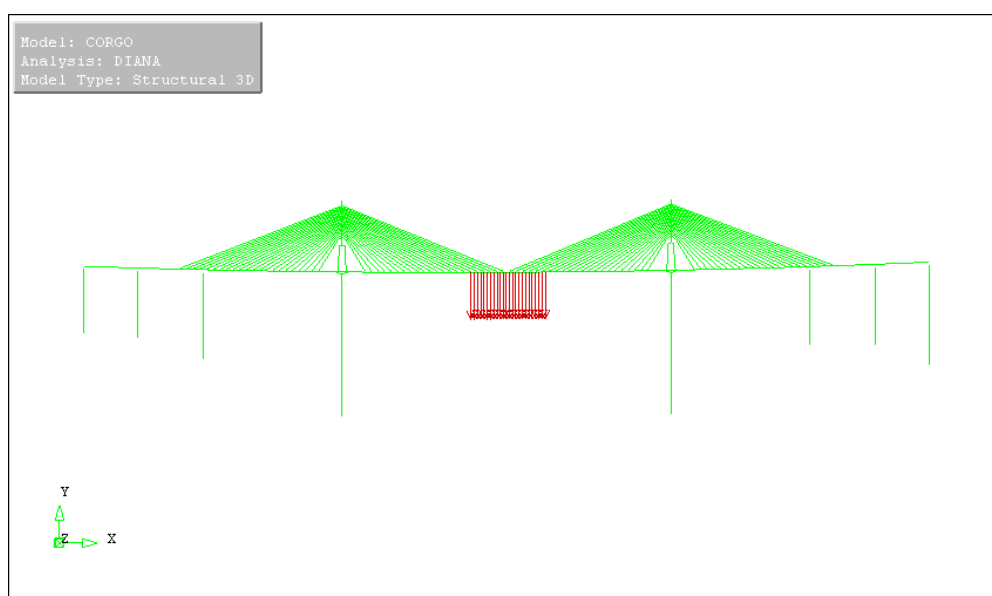


Fig. 4. 4 – Representação do caso de carga CC14 do ensaio de receção (conteúdo do ecrã iDIANA).

#### 4.4. VALIDAÇÃO DO MODELO COM OS RESULTADOS DO ENSAIO DE CARGA

Após a realização do modelo numérico, existe a necessidade de apurar a validade dos seus resultados. Essa validação poderá ser feita com outros modelos numéricos pré-existent, cujos resultados são tidos como corretos ou, como indicado no início do presente capítulo, a validação poderá ser feita com recurso aos resultados do ensaio de carga da obra de arte. É esta a abordagem seguida na presente dissertação. Nas próximas secções serão comparados os resultados numéricos, obtidos com o modelo de cálculo desenvolvido no âmbito desta dissertação, com os resultados experimentais.

Para uma correta interpretação dos resultados apresentados, na Fig. 4.5 é ilustrada a deformada do subviaduto central sob a ação do caso de carga CC14 do ensaio de receção. Trata-se do caso de carga que maximiza a flecha a meio vão do vão central. As deformadas, relativas aos restantes casos de carga do percurso II podem ser observadas no Anexo C.

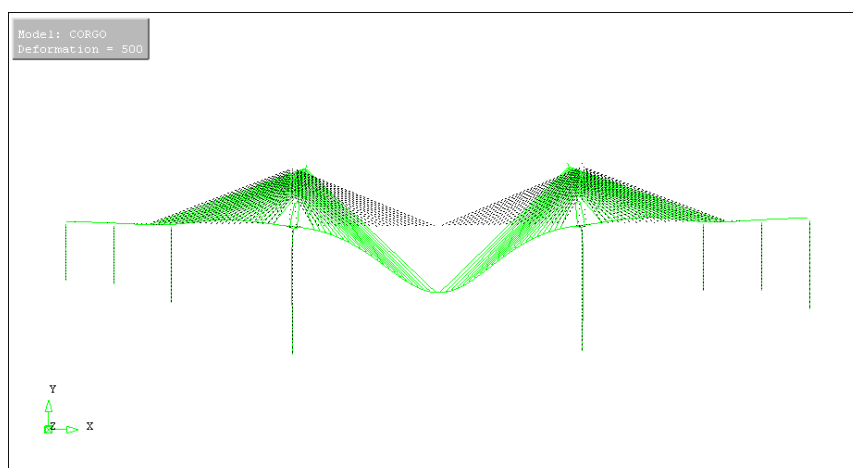


Fig. 4. 5 – Deformada do SVC sob ação de CC14. Amplificação de 500 vezes (conteúdo ecrã iDIANA).

#### 4.4.1. TABULEIRO

##### 4.4.1.1. Flechas

No que diz respeito às flechas do tabuleiro sob o carregamento do ensaio de receção, é esperado um comportamento simétrico da estrutura, pois o sub-viaduto tem uma forma aproximadamente simétrica, quer em planta, quer em perfil longitudinal em relação a um eixo vertical central, como pode ser observado na figura anterior. Por essa razão, na próxima sequência de gráficos em que é ilustrada a deformada da estrutura, são apresentados os casos de carga organizados de maneira a que sejam possíveis comparações entre as deformações do lado nascente e poente da obra de arte.

Serão apresentadas as deformações relativas ao percurso II, por se tratar do percurso em que a ponte é mais carregada, pois são utilizados 16 veículos, sendo estes organizados da maneira descrita anteriormente.

Na generalidade dos casos, é observada uma correspondência razoável entre os resultados numéricos e experimentais, sendo de salientar um comportamento mais flexível da estrutura modelada face à estrutura real, sendo os deslocamentos, na generalidade, um pouco superiores. Tal comportamento poderá dever-se ao facto de não terem sido modeladas as armaduras, tornando o tabuleiro do modelo um pouco mais flexível.

Com o objetivo de aferir a influência das armaduras na rigidez da estrutura, foi calculado de uma maneira aproximada o incremento de rigidez em relação à situação modelada em que foram consideradas as secções constituídas apenas por betão, possibilitando a precessão das repercussões de tal simplificação. Desta maneira, foi calculada uma rigidez homogeneizada, refletindo essa rigidez no módulo de elasticidade do betão, para os diferentes elementos do viaduto. Com o cálculo realizado, verificou-se um incremento no módulo de elasticidade do betão do tabuleiro de 5% em relação ao seu valor inicial e 3% para o betão utilizado nos pilares e mastros. É importante referir que o incremento de rigidez foi calculado admitindo simplificadamente uma distribuição homogénea de armaduras ao longo das secções transversais, não existindo desta maneira uma alteração do centro de gravidade entre a secção constituída apenas por betão e a secção considerada para o cálculo com armaduras. Para o tabuleiro foi tomada como referência a secção da zona suspensa. Utilizando o módulo de elasticidade proveniente do cálculo descrito, para os diferentes elementos, foram calculadas novamente as flechas verticais do tabuleiro recorrendo ao modelo de elementos finitos desenvolvido, concluindo-se que não existem alterações

relevantes no comportamento estrutural, pois as deformadas são praticamente coincidentes com as situações ilustradas nas Figuras 4.6 a 4.8, sendo decidido por esse motivo não sobrecarregar os gráficos com tais resultados. Desta maneira conclui-se que a simplificação adotada, respeitante à não consideração de armaduras, praticamente não condiciona o comportamento estrutural numa análise elástica como a desenvolvida no presente trabalho.

A divergência de resultados observados poderá estar relacionada com o facto de o modelo ter por base o projeto da obra de arte e eventualmente as cotas de fundação terem sido ligeiramente modificadas durante a sua construção, pois no caso da posição das fundações ter sido elevada, tal alteração tem reflexo na rigidez de flexão dos pilares correspondentes, podendo desta maneira existir uma redução das flechas do tabuleiro.

Observando os resultados do ensaio de carga, percebe-se que junto ao mastro P19 a estrutura possui menos rigidez, em comparação com o mastro P18. Tal comportamento não era espectável, pois como referido anteriormente a obra é aproximadamente simétrica, em termos de geometria, forma das secções transversais e características dos materiais. Durante a construção da obra de arte, foram usadas duas centrais de betão distintas para a materialização dos conjuntos de aduelas elaboradas a partir dos pilares P18 e P19. Tal facto pode justificar as diferenças de rigidez no betão, nos dois lados da ponte. Outro fator é a eventual modificação das cotas efetivas das fundações dos dois mastros em relação ao projeto, levando desta maneira a assimetrias no comportamento estrutural.

No final da presente secção são apresentadas duas tabelas. A primeira diz respeito à sintetização dos deslocamentos registados nos diferentes tipos de sensores e dos calculados numericamente. Na segunda tabela são apresentados os desvios entre os resultados numéricos e os do ensaio de carga.

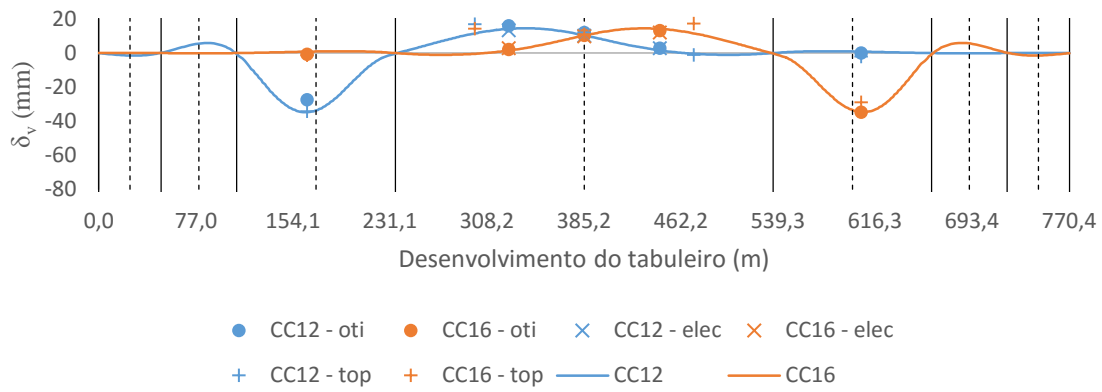


Fig. 4. 6 – Resultados numéricos (linhas) vs. experimentais. CC12 e CC16.

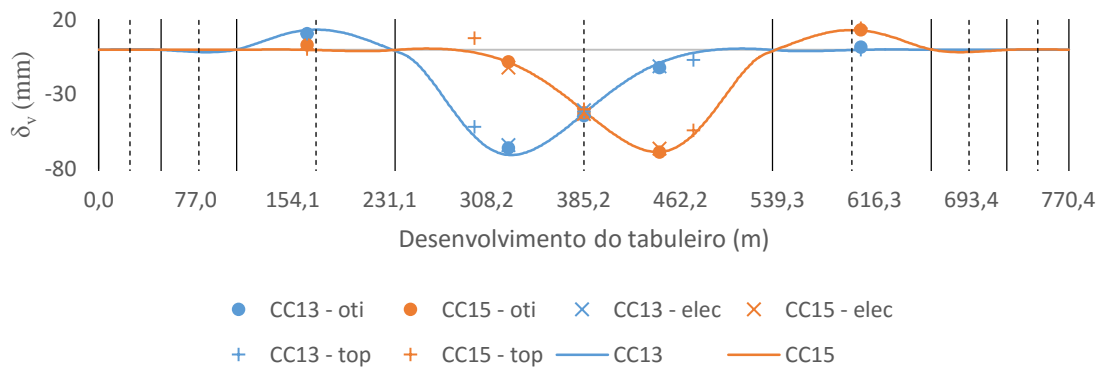


Fig. 4. 7 – Resultados numéricos (linhas) vs. experimentais. CC13 e CC15.

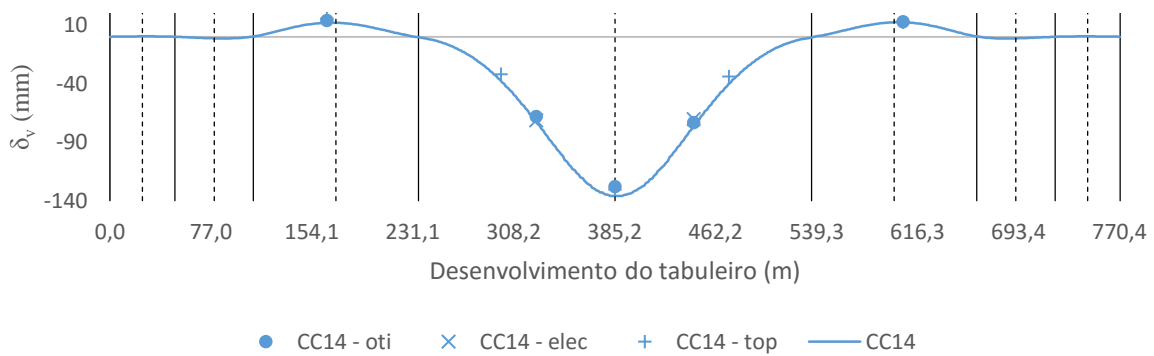


Fig. 4. 8 – Resultados numéricos (linha) vs. experimentais. CC14.

Seguidamente é feito o resumo dos deslocamentos calculados, em milímetros. Tais valores podem ser observados na Tabela 4.3. Tal como anteriormente, são apresentados os casos relativos ao percurso II.

Tabela 4. 3 – Deslocamentos verticais do tabuleiro, em mm.

Sensor	DV-T- P17P18b-1M	DV-T- P18P19e-1M	DV-T- P18P19b-1M	DV-T- P18P19f-1M	DV-T- P19P20b-1M	
CC12	Ótico	-27,27	16,10	12,10	2,86	0,08
	Elétrico	-	13,39	10,24	2,89	-
	Topográfico	-34,00	-	12,00	-	-2,00
	Numérico	-34,70	14,20	10,50	1,62	0,85
CC13	Ótico	10,90	-66,10	-44,21	-11,97	1,82
	Elétrico	-	-64,03	-40,75	-11,15	-
	Topográfico	10,90	-	-41,50	-	0,10
	Numérico	13,30	-70,70	-43,40	-8,99	0,00
CC14	Ótico	13,77	-68,14	-128,15	-73,47	12,62
	Elétrico	-	-71,46	0,00	-70,43	-
	Topográfico	15,50	-	-130,50	-	12,50
	Numérico	11,90	-71,80	-136,00	-77,00	12,40
CC15	Ótico	3,24	-8,20	-42,30	-68,85	13,44
	Elétrico	-	-11,91	-43,14	-66,52	-
	Topográfico	0,60	-	-40,00	-	14,40
	Numérico	0,00	-8,11	-40,60	-68,80	13,10
CC16	Ótico	-0,59	2,23	10,45	13,25	-34,58
	Elétrico	-	2,85	9,77	12,09	-
	Topográfico	-1,20	-	11,00	-	-28,80
	Numérico	0,83	1,43	10,20	14,20	-34,60

Na Tabela 4.4 são apresentadas as diferenças entre o ensaio de carga e os resultados numéricos. As diferenças percentuais foram calculadas tendo como referência os valores experimentais, sendo que um valor positivo reflete um deslocamento obtido numericamente superior aos medidos durante o ensaio de carga.

Devido à baixa ordem de grandeza de algumas das flechas medidas, em muitas situações eram verificadas comparações de valores sem significado, pois uma diferença de décima de milímetro em resultados desta ordem de grandeza poderia significar uma variação com elevados valores percentuais associados. Por este motivo, apenas foram analisados os resultados em que os sensores óticos mediam valores superiores a 0.5mm e nessas situações, quando as medições foram inferiores a 10% do deslocamento máximo do tabuleiro calculado numericamente para cada caso de carga, os resultados foram igualmente ignorados.

Tabela 4. 4 – Variação entre os resultados numéricos e experimentais.

	Sensor	DV-T- P17P18b- 1M	DV-T- P18P19e-1M	DV-T- P18P19b- 1M	DV-T- P18P19f- 1M	DV-T- P19P20b-1M
CC12	Ótico	27,25%	11,79%	13,19%	-	-
	Elétrico	-	6,04%	2,58%	-	-
	Topográfico	2,06%	-	12,50%	-	-
CC13	Ótico	22,05%	6,95%	1,83%	24,90%	-
	Elétrico	-	10,41%	6,50%	19,35%	-
	Topográfico	22,02%	-	4,58%	-	-
CC14	Ótico	13,59%	5,37%	6,13%	4,81%	-
	Elétrico	-	0,47%	-	9,32%	-
	Topográfico	23,23%	-	4,21%	-	-
CC15	Ótico	-	1,07%	4,02%	0,08%	2,53%
	Elétrico	-	31,90%	5,89%	3,43%	-
	Topográfico	-	-	1,50%	-	9,03%
CC16	Ótico	-	-	2,35%	7,16%	0,07%
	Elétrico	-	-	4,42%	17,44%	-
	Topográfico	-	-	7,27%	-	20,14%

Apesar das diferenças em termos percentuais serem um pouco elevadas, é de salientar o facto da ordem de grandeza dos valores ser baixa, fator que justifica de certo modo as diferenças entre os valores medidos e os calculados.

Os resultados da tabela corroboram o facto de existir uma aproximação de resultados no lado nascente do viaduto, registando-se deste lado diferenças ligeiramente menores de uma maneira geral.

#### 4.4.1.2. Rotações longitudinais

Tal como em relação aos deslocamentos verticais do tabuleiro, também para as rotações longitudinais é feita a comparação com os resultados do ensaio de receção com o objetivo de validar o modelo numérico desenvolvido.

De uma maneira geral, confirma-se um comportamento mais flexível do modelo em relação ao desempenho estrutural real, apesar dos resultados numéricos se aproximarem mais dos reais em comparação com a situação anterior respeitante às flechas. As razões para tal comportamento (maior flexibilidade do modelo numérico) são as mesmas apresentadas na secção anterior.

Seguindo a mesma linha de apresentação, serão apresentadas as deformações para os casos de carga relativos ao percurso II, pois sendo os que representam maior carregamento sobre o viaduto também são os que implicam maiores rotações. No final é apresentada uma tabela resumo dos valores registados pelos sensores e dos valores calculados numericamente, sendo que na mesma tabela é apresentada a diferença entre os resultados em termos de valores percentuais.

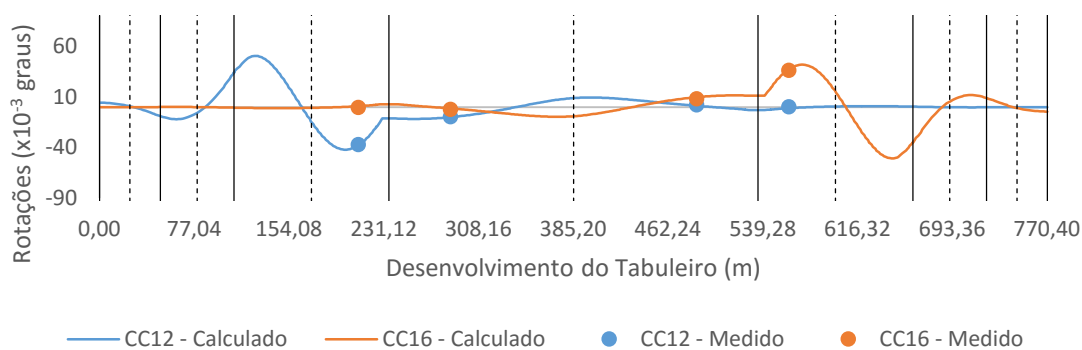


Fig. 4. 9 – Rotações longitudinais calculadas vs. medidas. CC12 e CC16.

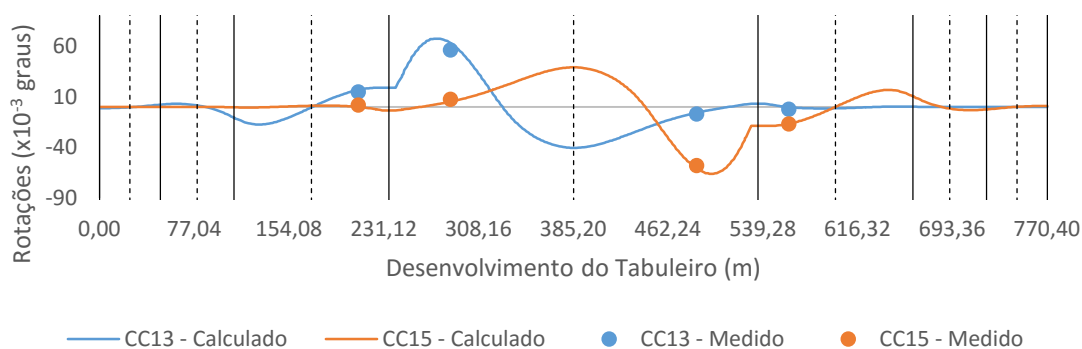


Fig. 4. 10 – Rotações longitudinais calculadas vs. medidas. CC13 e CC15.

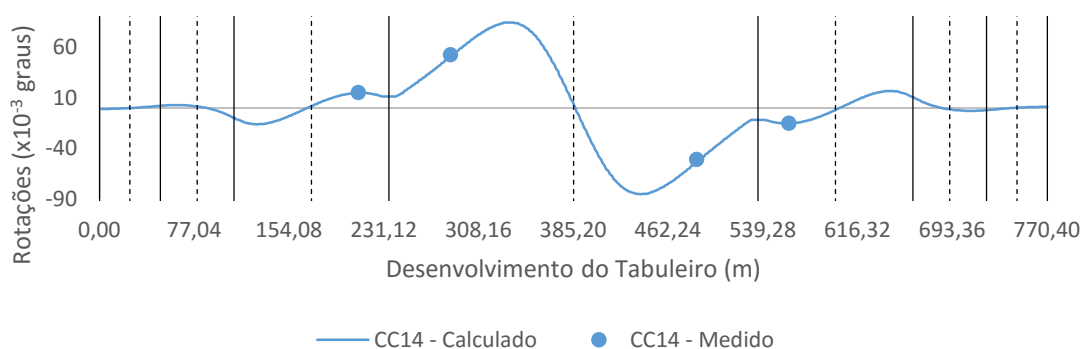


Fig. 4. 11 – Rotações longitudinais calculadas vs. medidas. CC14.

Os gráficos foram organizados de maneira a serem possíveis comparações entre os dois lados do viaduto, nascente e poente, devido à sua geometria simétrica.

No caso de carga CC14 é evidente o comportamento simétrico do viaduto em relação ao eixo central vertical que passa no ponto médio do vão central. Observando a curva descrita pelos resultados

numéricos (Fig. 4.11), constata-se rotações aproximadamente iguais em termos de valor absoluto nos dois lados do viaduto, tendo estas sentidos contrários.

Apesar do comportamento mais flexível do modelo, os valores das rotações numéricas aproximam-se consideravelmente dos valores experimentais.

Seguidamente é apresentada uma tabela resumo dos resultados observados. São apresentados os resultados relativos apenas ao percurso II do ensaio de carga.

Devido à precisão dos inclinómetros utilizados para a medição das rotações, em que só são considerados válidos valores superiores a  $5 \times 10^{-3}$  graus, todos os registos inferiores a este limite não foram considerados, não sendo por este motivo calculadas as diferenças nestes casos, em termos de valores percentuais. Tal como anteriormente, uma diferença positiva significa uma rotação numérica superior às medições efetuadas durante o ensaio de carga.

Tabela 4. 5 – Resumo dos resultados observados ( $\times 10^{-3}$  graus).

Sensor	RO-T-P17P18c- 1M-L	RO-T-P18P19a- 1M-L	RO-T-P18P19c- 1M-L	RO-T-P19P20a- 1M-L	
CC12	Medido	-36,96	-9,66	2,21	0,22
	Numérico	-38,39	-10,08	1,48	-1,04
	Diferença	3,72%	4,20%	-	-
CC13	Medido	14,91	56,33	-6,97	-2,11
	Numérico	16,67	64,17	-5,96	-0,01
	Diferença	10,57%	12,23%	-17,02%	-
CC14	Medido	15,22	52,73	-50,66	-14,91
	Numérico	14,84	49,56	-55,00	-15,36
	Diferença	-2,54%	-6,39%	7,90%	2,88%
CC15	Medido	1,94	7,74	-57,97	-16,60
	Numérico	0,15	4,94	-59,59	-16,67
	Diferença	-	-56,52%	2,71%	0,44%
CC16	Medido	-0,48	-2,17	8,31	36,28
	Numérico	0,92	-1,16	9,68	37,13
	Diferença	-	-	14,18%	2,28%

#### 4.4.2. MASTROS

Para a validação do modelo do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo, foram calculados numericamente os deslocamentos e rotações longitudinais dos mastros.

##### 4.4.2.1. Deslocamentos longitudinais dos mastros

Na presente secção são confrontados os deslocamentos longitudinais dos mastros P18 e P19 obtidos numericamente com os resultados experimentais medidos com recurso a técnicas topográficas. Este facto pode implicar uma quantidade superior de erros associados em relação aos obtidos com outros sistemas de medição.

Tal como para as análises do tabuleiro, são apenas apresentados os casos de carga relativos ao percurso II, pelas razões já apresentadas.

Na próxima sequência de gráficos (Figuras 4.12 a 4.14) são apresentadas as deformações segundo a direção longitudinal para o mastro P18. O eixo vertical de tais gráficos representa o desenvolvimento do mastro, sendo que é tomado como ponto de partida o topo da sapata, pois os pilares foram modelados considerando esse local como ponto inicial.

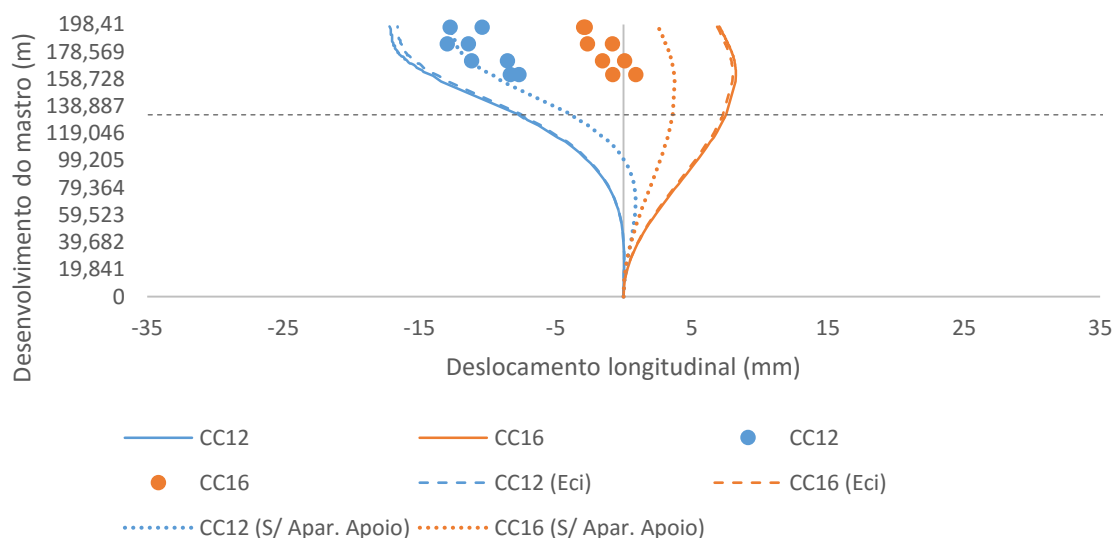


Fig. 4. 12 – Deformação horizontal de P18 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos).

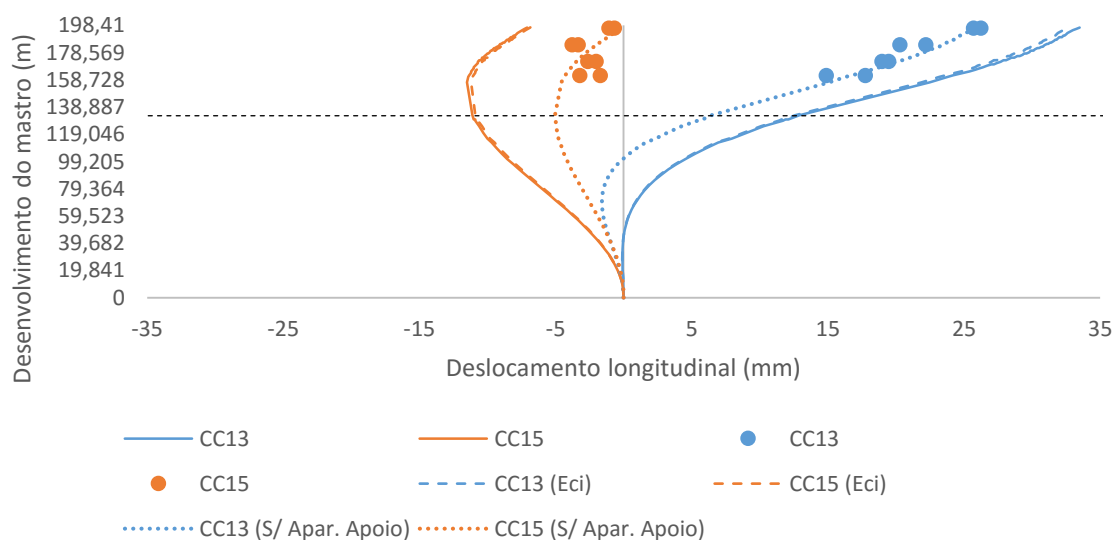


Fig. 4. 13 – Deformação horizontal de P18 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos).

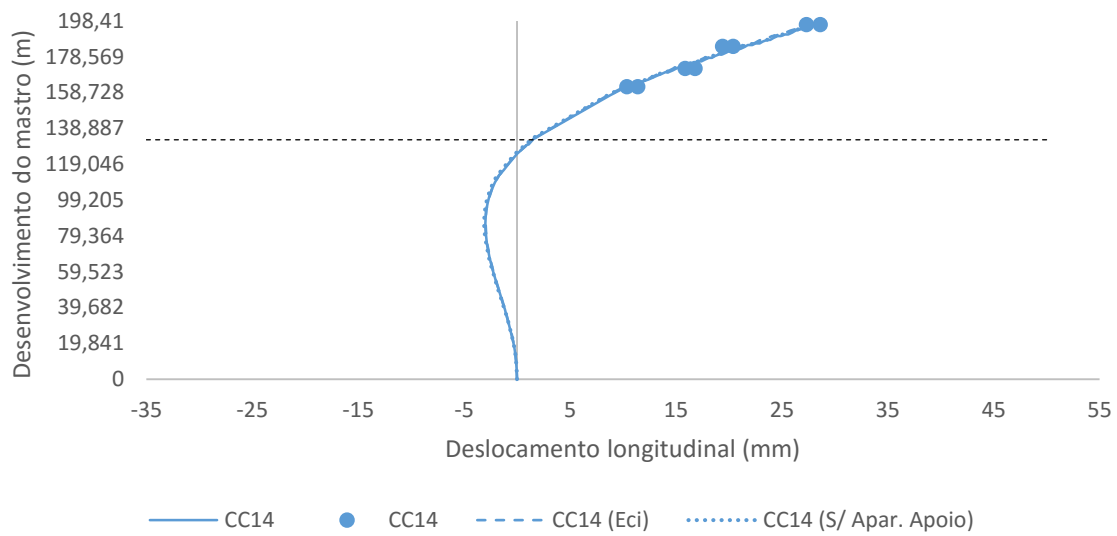


Fig. 4. 14 – Deformação horizontal de P18 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos).

Para o mastro P19 foram igualmente confrontados os resultados numéricos com os experimentais, para os mesmos casos de carga. Tal comparação é ilustrada na seguinte sequência de gráficos.

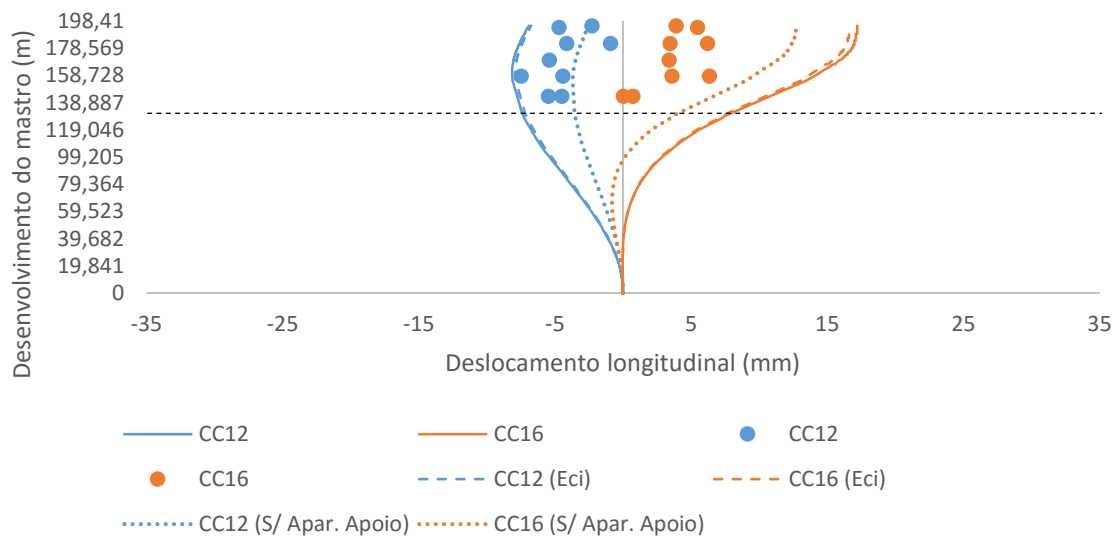


Fig. 4. 15 – Deformação horizontal de P19 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos).

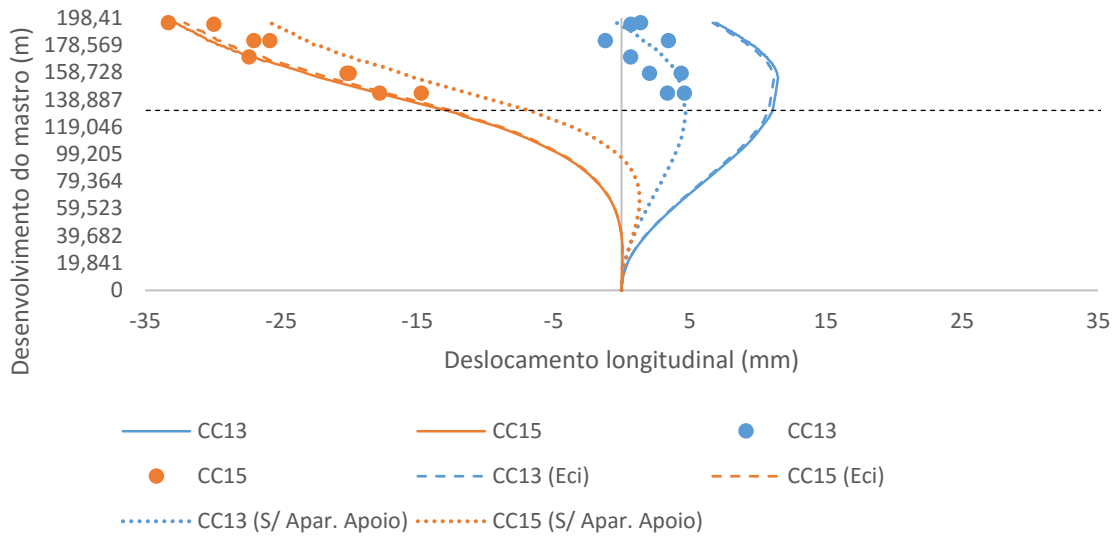


Fig. 4. 16 – Deformação horizontal de P19 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos).

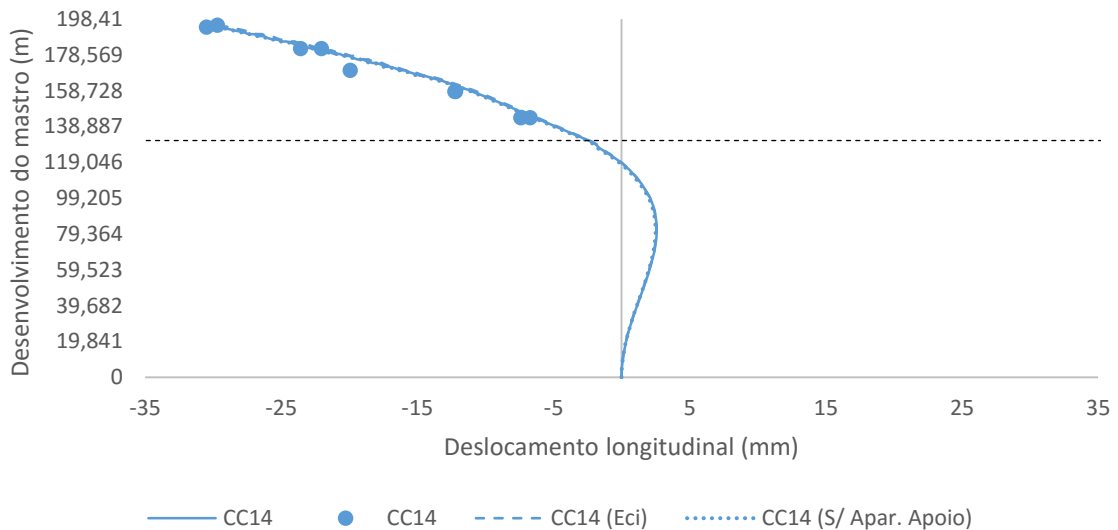


Fig. 4. 17 – Deformação horizontal de P19 calculada numericamente (linhas) vs. experimental (pontos).

Observando as deformadas, é novamente evidente o comportamento simétrico da estrutura face aos diferentes carregamentos, pois os deslocamentos dos mastros, sob a ação de cargas idênticas aplicadas em lados opostos, são aproximadamente iguais em termos de valor absoluto, divergindo obviamente no sentido.

Tal como verificado para as flechas verticais do tabuleiro nota-se uma aproximação ligeiramente melhor dos resultados na zona de P19 (observando as linhas contínuas, que representam os resultados do modelo numérico), apresentado este mastro um comportamento mais flexível em relação a P18. Tal observação corrobora comentários anteriores que tenham sido utilizados em relação a este facto, especialmente a existência de cotas efetivas de fundação diferentes para os dois mastros.

Genericamente, tanto em P18 como em P19 existe um comportamento mais flexível do modelo em relação aos resultados experimentais. Este comportamento é evidente nos carregamentos assimétricos da ponte, sendo estes os casos de carga CC12, CC13, CC15 e CC16 (ver Figuras 4.12, 4.13, 4.15 e 4.16). Quando a ponte é carregada de forma simétrica, situação do caso de carga CC14, os resultados do modelo numérico acompanham de forma bastante satisfatória os resultados do ensaio de carga (ver Figuras 4.14 e 4.17).

Observando os gráficos anteriores e considerando que o atrito nos aparelhos de apoio é uma causa para a existência de menores deslocamentos nos mastros em relação ao modelo numérico, é possível compreender que nos carregamentos assimétricos são induzidos maiores deslocamentos longitudinais do tabuleiro, fator que mobiliza o possível atrito, refletindo-se este comportamento num aumento de rigidez da estrutura por via da mobilização da rigidez dos pilares que contêm estes aparelhos de apoio. Através de uma análise análoga, conclui-se que quando o carregamento é simétrico, os deslocamentos horizontais do tabuleiro não são mobilizados em grande escala, pois os resultados observados, tanto no mastro P18, como no mastro P19, não apresentam grandes divergências. Esta observação pode ser confirmada com os resultados da Tabela 4.6, onde são registados os deslocamentos horizontais do tabuleiro e do topo dos pilares,  $u$ , em milímetros, para os diferentes casos de carga do percurso II, sendo perceptível que em carregamentos simétricos existem menores deslocamentos relativos entre o tabuleiro e o topo dos pilares ( $\Delta u$ ). É importante referir que um sinal negativo tem como significado um deslocamento no sentido poente, enquanto um sinal positivo representa um deslocamento no sentido contrário.

Tabela 4. 6 – Deslocamentos ( $u$ ) em mm, nos aparelhos de apoio.

	P15			P16			P21			P22		
	$u_{\text{tab}}$	$u_{\text{topo pilar}}$	$\Delta u$	$u_{\text{tab}}$	$u_{\text{topo pilar}}$	$\Delta u$	$u_{\text{tab}}$	$u_{\text{topo pilar}}$	$\Delta u$	$u_{\text{tab}}$	$u_{\text{topo pilar}}$	$\Delta u$
CC12	-7,6	0,0	-7,6	-7,7	0,0	-7,7	-7,4	0,0	-7,4	-7,4	0,0	-7,4
CC13	13,3	0,0	13,3	13,3	0,0	13,3	11,0	0,0	11,0	11,0	0,0	11,0
CC14	2,0	0,0	2,0	2,1	0,0	2,0	2,9	0,0	2,9	2,9	0,0	2,9
CC15	-11,0	0,0	-11,0	-11,0	0,0	-11,0	-13,3	0,0	-13,3	-13,3	0,0	-13,3
CC16	7,5	0,0	7,5	7,5	0,0	7,5	7,8	0,0	7,8	7,8	0,0	7,7

Com o objetivo de confirmar o pressuposto explicitado anteriormente, recorrendo ao modelo de elementos finitos, foi simulada a situação em que os aparelhos de apoio têm todos os deslocamentos condicionados pelos movimentos do tabuleiro, ou seja, nesta situação os deslocamentos relativos entre o tabuleiro e o topo dos pilares estão impedidos em todas as ligações. Esta situação é apresentada nas Figuras 4.12 a 4.17 com as deformadas representadas a tracejado (picotado). Observando as figuras, verifica-se um aumento notável da aproximação entre os resultados numéricos (tracejado) e experimentais (pontos), em relação à situação respeitante aos aparelhos de apoio com movimentos longitudinais relativos livres (linhas contínuas). Tal como explicado anteriormente, as alterações de comportamento verificam-se nos carregamentos assimétricos, existindo no caso dos aparelhos de apoio bloqueados uma aproximação razoável dos resultados. Nos carregamentos simétricos não se verificam

alterações no comportamento estrutural, corroborando a teoria de que o atrito nos aparelhos de apoio é solicitado principalmente em carregamentos assimétricos, refletindo-se esta situação num aumento de rigidez no comportamento estrutural.

Com o objetivo de perceber o comportamento dos mastros, foi testada, como para o caso das flechas verticais do tabuleiro, a consideração de uma rigidez homogeneizada para a estrutura, contudo não se verificaram grandes alterações no comportamento estrutural, como pode ser observado nas figuras respeitantes aos movimentos longitudinais dos mastros nas linhas tracejadas a cor vermelha e azul, estando estas praticamente sobrepostas às linhas contínuas respeitantes ao modelo de elemento finitos a ser validado.

Nas Tabelas 4.7 e 4.8 é feita a comparação entre os resultados numéricos e topográficos, para os mastros P18 e P19, respetivamente. Como referido, é perceptível uma maior aproximação dos resultados para o caso de carga CC14, nos dois mastros.

Tabela 4. 7 – Deslocamentos longitudinais no mastro P18, em milímetros.

	Alvo	1	2	3	4	5	6	7	8
	Altura no Mastro [m]	162	162	172	172	184	184	196	196
CC12	Numérico	-14,23	-14,23	-15,90	-15,90	-16,90	-16,90	-17,15	-17,15
	Topográfico	-8,34	-7,70	-11,19	-8,55	-11,40	-12,97	-12,75	-10,40
CC13	Numérico	24,20	24,20	27,70	27,70	30,90	30,90	33,25	33,25
	Topográfico	14,88	17,75	19,45	18,96	22,18	20,28	25,70	26,24
CC14	Numérico	10,50	10,50	15,00	15,00	21,50	21,50	28,20	28,20
	Topográfico	10,37	11,40	16,81	15,85	19,41	20,41	27,32	28,60
CC15	Numérico	-11,33	-11,33	-10,70	-10,70	-9,14	-9,14	-7,26	-7,26
	Topográfico	-3,24	-1,72	-2,64	-2,04	-3,33	-3,79	-1,08	-0,70
CC16	Numérico	8,25	8,25	8,14	8,14	7,69	7,69	7,09	7,09
	Topográfico	-0,80	0,88	0,07	-1,55	-2,67	-0,83	-2,82	-2,95

Tabela 4. 8 – Deslocamentos longitudinais no mastro P19, em milímetros.

	Alvo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Altura no Mastro [m]	144	144	158	158	170	182	182	194	195
CC12	Numérico	-7,79	-7,79	-8,13	-8,13	-8,04	-7,60	-7,60	-6,97	-6,91
	Topográfico	-4,49	-5,49	-4,42	-7,48	-5,41	-4,13	-0,93	-4,70	-2,28
CC13	Numérico	11,32	11,32	11,43	11,43	10,70	9,14	9,14	7,11	6,93
	Topográfico	3,36	4,60	4,36	2,03	0,66	-1,20	3,43	0,67	1,38
CC14	Numérico	-6,42	-6,42	-10,86	-10,86	-15,90	-22,50	-22,50	-29,60	-30,20
	Topográfico	-6,73	-7,41	-12,25	-12,22	-19,95	-23,58	-22,05	-30,49	-29,71
CC15	Numérico	-17,94	-17,94	-23,10	-23,10	-27,00	-30,20	-30,20	-32,60	-32,80
	Topográfico	-14,72	-17,78	-20,18	-20,02	-27,37	-27,02	-25,83	-29,95	-33,30
CC16	Numérico	10,94	10,94	14,03	14,03	15,90	17,00	17,00	17,20	17,20
	Topográfico	0,01	0,73	3,59	6,34	3,38	3,45	6,21	5,47	3,90

#### 4.4.2.2. Rotações longitudinais

Seguindo o mesmo formato adotado na apresentação dos resultados anteriores, seguidamente serão confrontados os resultados numéricos com os experimentais relativos às rotações longitudinais dos mastros. Mais uma vez são apenas apresentados os casos de carga relativos ao percurso II.

A recolha das rotações no ensaio de receção foi efetuada com recurso a inclinómetros uniaxiais, cuja precisão é de  $5 \times 10^{-3}$  graus. Devido a esta particularidade dos sensores, só deverão ser considerados como confiáveis valores superiores a este.

Em todos os casos a apresentar posteriormente, nota-se uma aproximação razoável entre os resultados. Mais uma vez, essa aproximação torna-se mais acentuada nos carregamentos simétricos do viaduto (CC14). Embora menos acentuado, continua a ser notável um comportamento menos rígido do modelo numérico em relação ao comportamento registado com os ensaios. Para a justificação do comportamento dos mastros relativamente às rotações longitudinais, podem ser considerados válidos os motivos apresentados na secção anterior para os deslocamentos neste sentido.

Tal como na situação respeitante aos deslocamentos longitudinais, foram testados os casos relativos à consideração de um módulo de elasticidade homogeneizado e à consideração dos aparelhos de apoio totalmente bloqueados, sendo que se observou novamente uma aproximação bastante razoável para o caso dos aparelhos de apoio bloqueados. Relativamente à consideração do módulo de elasticidade homogeneizado, não se verificarem grandes alterações. Tais situações podem ser observadas nos gráficos respeitantes às rotações longitudinais dos mastros.

Nas figuras seguintes é possível observar a comparação entre os diferentes tipos de resultados. São primeiramente apresentadas as rotações longitudinais do mastro P18 e de seguida as rotações longitudinais de P19. No final são apresentadas duas tabelas resumo dos resultados para os diferentes elementos, onde não foram consideradas rotações medidas pelos inclinómetros inferiores a  $5 \times 10^{-3}$  graus devido à sua precisão.

Tal como nos gráficos relativos aos deslocamentos longitudinais, a altura dos mastros é estabelecida a partir da face superior das sapatas.

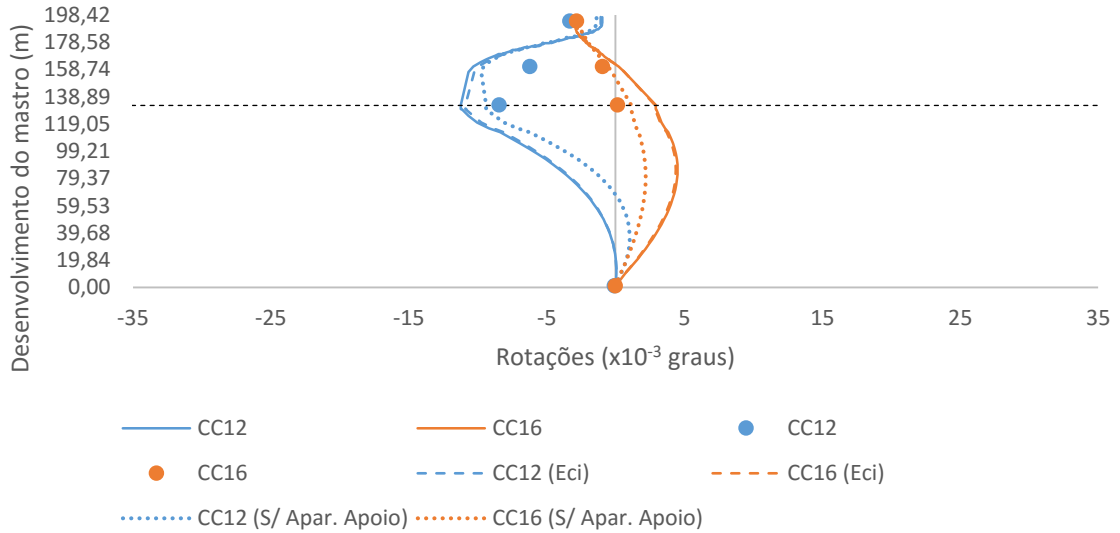


Fig. 4. 18 – Rotações longitudinais de P18 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos).

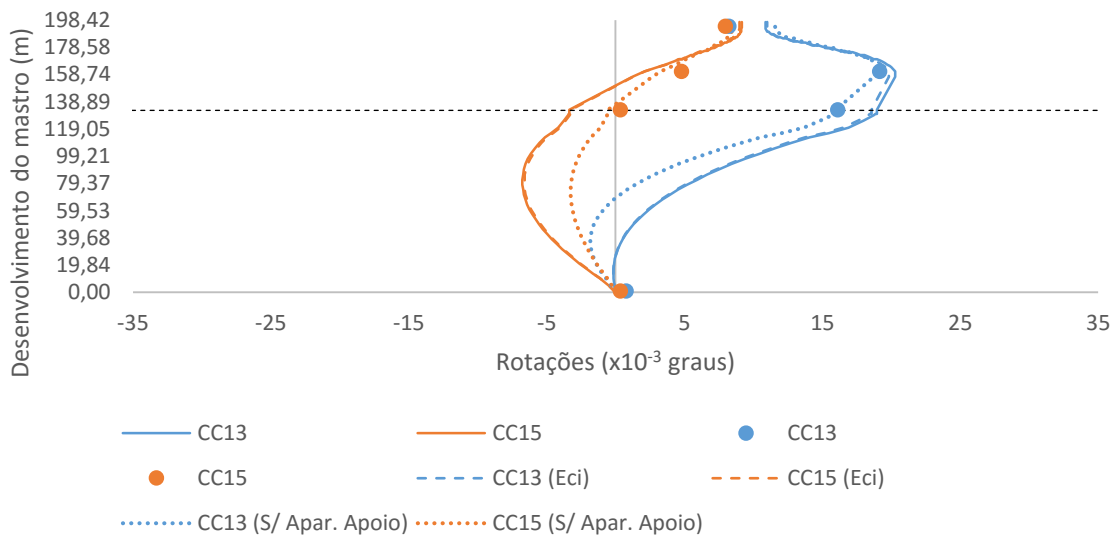


Fig. 4. 19 – Rotações longitudinais de P18 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos).

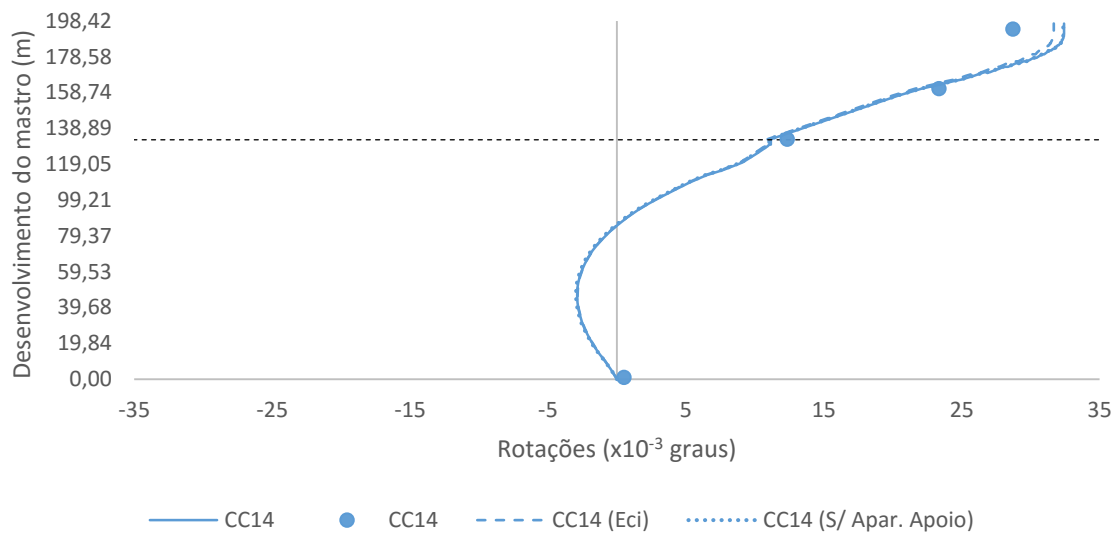


Fig. 4. 20 – Rotações longitudinais de P18 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos).

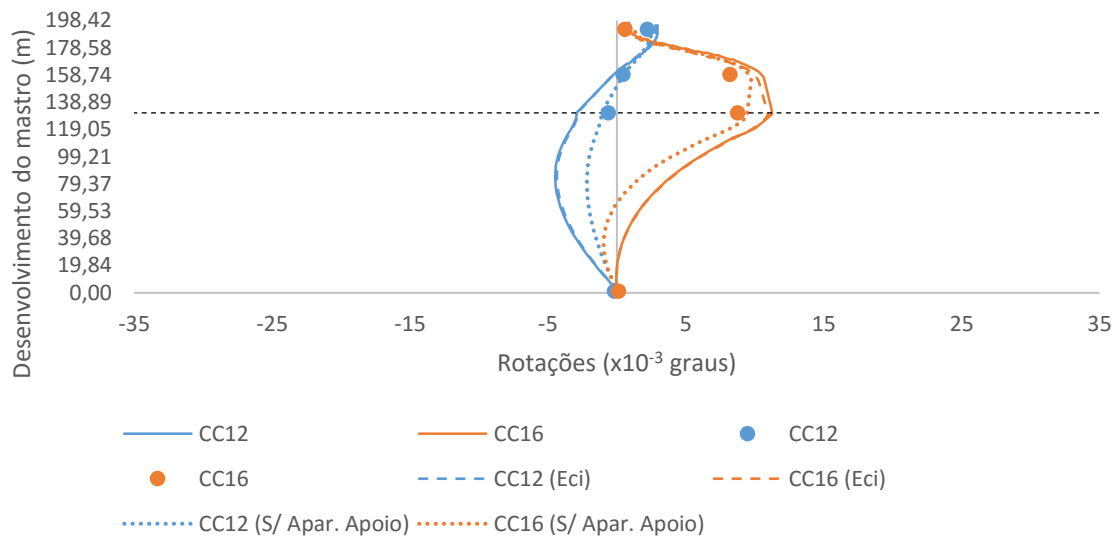


Fig. 4. 21 – Rotações longitudinais de P19 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos).

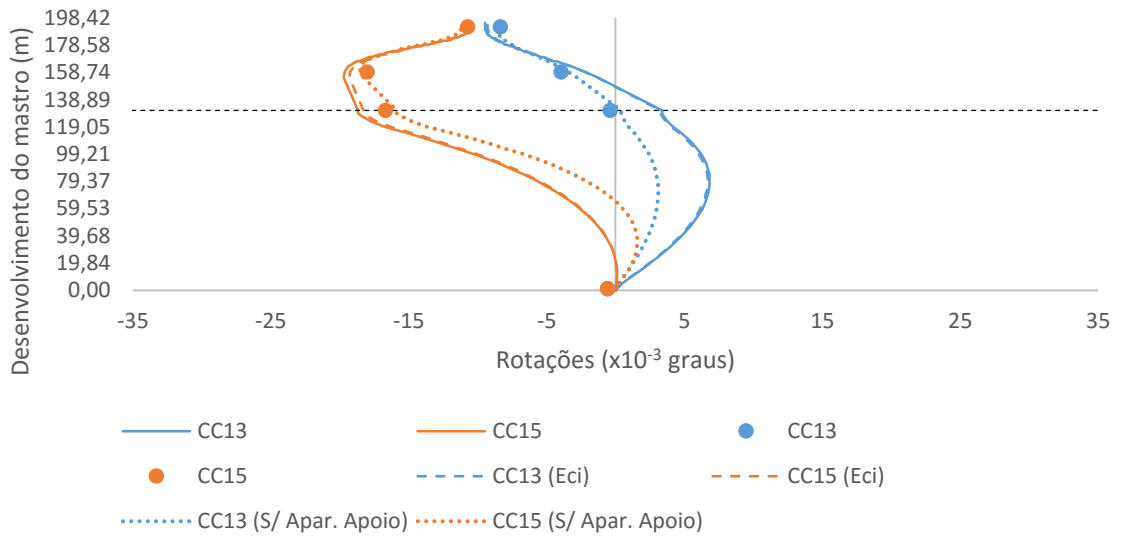


Fig. 4. 22 – Rotações longitudinais de P19 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos).

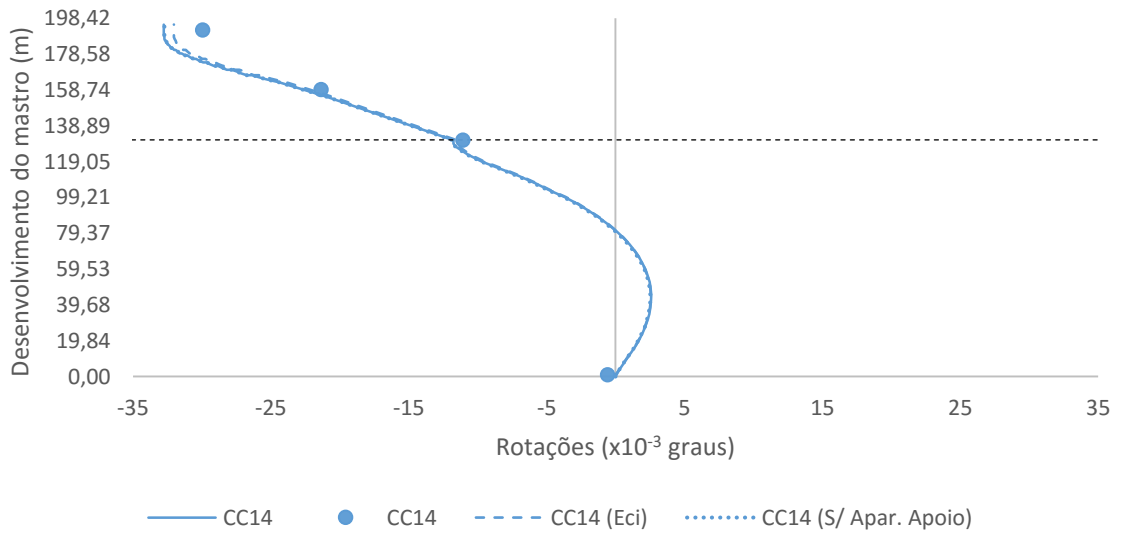


Fig. 4. 23 – Rotações longitudinais de P19 calculadas numericamente (linhas) vs. experimentais (pontos).

Tabela 4. 9 – Rotações longitudinais de P18 ( $\times 10^{-3}$  graus).

Sensor		RO-P-P18a-L	RO-P-P18d-L	RO-P-P18f-L	RO-P-P18g-L
Altura no Mastro [m]		1	133	161	194
CC12	Numérico	-	-11,23	-10,31	-
	Inclinómetros	-	-8,46	-6,24	-
CC13	Numérico	-	18,96	20,28	10,89
	Inclinómetros	-	16,11	19,15	8,22
CC14	Numérico	-	11,17	22,12	32,43
	Inclinómetros	-	12,35	23,36	28,72
CC15	Numérico	-	-	-	9,17
	Inclinómetros	-	-	-	7,97
CC16	Numérico	-	-	-	-
	Inclinómetros	-	-	-	-

Tabela 4. 10 – Rotações longitudinais de P19 ( $\times 10^{-3}$  graus)

Sensor		RO-P-P19a-L	RO-P-P19d-L	RO-P-P19f-L	RO-P-P19g-L
Altura no Mastro [m]		1	131	159	192
CC12	Numérico	-	-	-	-
	Inclinómetros	-	-	-	-
CC13	Numérico	-	-	-	-9,45
	Inclinómetros	-	-	-	-8,37
CC14	Numérico	-	-11,75	-22,63	-32,77
	Inclinómetros	-	-11,08	-21,36	-29,95
CC15	Numérico	-	-18,68	-19,65	-10,49
	Inclinómetros	-	-16,69	-18,02	-10,72
CC16	Numérico	-	11,23	10,31	-
	Inclinómetros	-	8,75	8,20	-

#### 4.4.3. VARIAÇÃO DA FORÇA NOS TIRANTES

Com o objetivo de validar o comportamento estrutural do viaduto modelado, são quantificadas as variações das forças nos tirantes resultantes da passagem dos veículos durante o ensaio de carga.

Os tirantes instrumentados podem ser observados na Fig. 4.1, apresentada no início do capítulo.

Devido ao excessivo número de gráficos possíveis de serem apresentados, na presente secção apenas serão representadas as variações das forças relativas aos tirantes do vão central com maior comprimento, sendo que os tirantes apresentados estão instrumentados com acelerómetros e com células de carga, representando por esse motivo uma boa escolha, pois desta maneira é possível a comparação de dados provenientes dos dois sistemas de medição utilizados.

Durante o ensaio de carga realizado, as variações das forças nestes elementos estruturais não foram em geral além dos 5% da força previamente instalada, isto é, aquela devida ao peso próprio da estrutura e à restante carga permanente. Dado que o cálculo de forças instaladas em tirantes, recorrendo ao método indireto de medição de acelerações tem um erro associado na ordem dos 5% (método utilizado no ensaio de carga em questão), conclui-se que as variações de forças observadas estão dentro do intervalo de valores correspondentes ao erro associado. Outro dado que convém ter em consideração é o facto do ensaio de carga ter sido realizado sob o efeito de um elevado gradiente térmico, não sendo razoável admitir que a variação da temperatura entre o início e o fim dos percursos efetuados pelos camiões é linear. Devido às razões apresentadas, só são consideradas como fiáveis variações de forças instaladas superiores a 100kN (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014). Tendo em consideração este fator, foram calculadas as diferenças, em termos de valores percentuais, entre os resultados experimentais e numéricos, tendo sido ignorados os casos em que a variação de forças registadas pelos sensores é inferior a 100kN.

Nas figuras que se seguem, podem ser observadas comparações entre os resultados numéricos e os registados pelos sensores, para os diferentes casos de carga. Para a correta compreensão dos elementos gráficos seguintes, torna-se importante explicar a nomenclatura utilizada para os tirantes. Para a designação destes elementos estruturais é utilizado o código “T a b c”, tendo as variáveis utilizadas o seguinte significado:

T – letra utilizada para fazer referência ao elemento estrutural tirante;

a – mastro onde se encontra ancorado o tirante (18 ou 19);

b – vão onde se encontra ancorado o tirante (C de central e L de lateral);

c – numeração do tirante, começando a contagem a partir do mastro (valores que variam entre 1 e 22).

Considerando a explicação anterior, torna-se perceptível que a nomenclatura “T18C13” diz respeito ao décimo terceiro tirante ancorado no mastro P18 e no vão central.

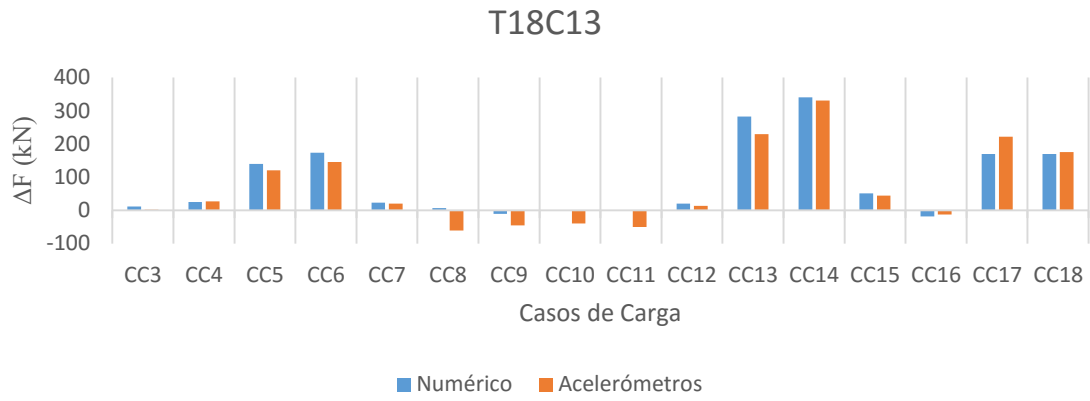


Fig. 4. 24 – Variação de forças numéricas vs. experimentais.

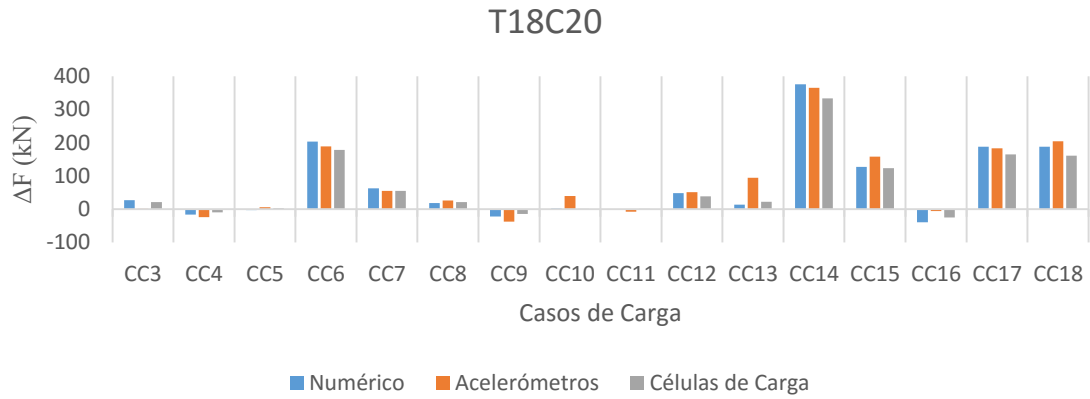


Fig. 4. 25 – Variação de forças numéricas vs. experimentais.

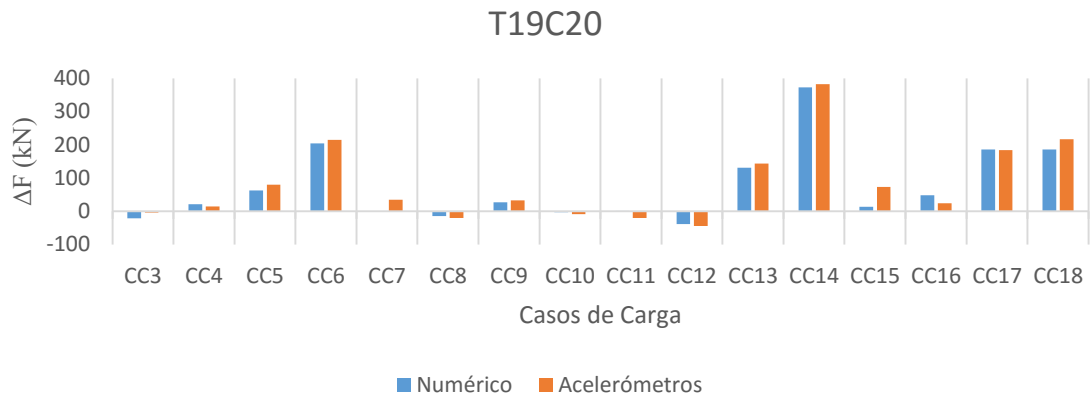


Fig. 4. 26 – Variação de forças numéricas vs. experimentais.

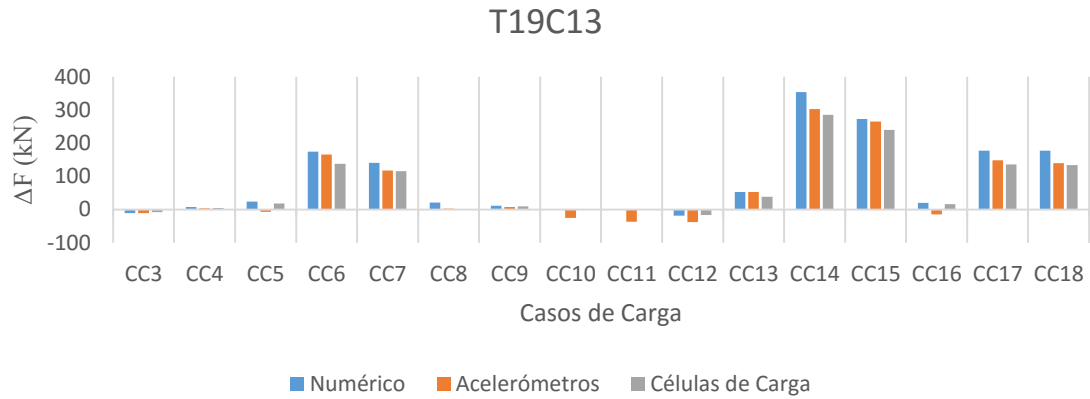


Fig. 4. 27 – Variação de forças numéricas vs. experimentais.

No seguinte conjunto de tabelas, são apresentadas as diferenças em termos percentuais para os tirantes correspondentes às imagens anteriores, relativas aos casos de carga do percurso II. Tal como em casos anteriores, foi optado por apresentar apenas os resultados relativos a este percurso.

Tabela 4. 11 – Variação da força nos tirantes (kN). Resultados numéricos vs. experimentais.

	T18C13			T18C20			Células de Carga	Dif.
	Numérico	Acelerómetros	Dif.	Numérico	Acelerómetros	Dif.		
CC12	20	13	-	49	52	-	39	-
CC13	283	229	23%	14	94	-	23	-
CC14	340	331	3%	376	366	3%	334	13%
CC15	51	45	-	128	158	19%	124	3%
CC16	-19	-12	-	-39	-6	-	-25	-

Tabela 4. 12 – Variação da força nos tirantes (kN). Resultados numéricos vs. experimentais.

	T19C20			T19C13			Células de Carga	Dif.
	Numérico	Acelerómetro	Dif.	Numérico	Acelerómetros	Dif.		
CC12	-39	-44	-	-19	-38	-	-16	-
CC13	131	143	8%	53	54	-	39	-
CC14	373	382	2%	354	303	17%	285	24%
CC15	13	73	-	273	265	3%	240	14%
CC16	48	24	-	20	-14	-	17	-

Como pode ser observado, os resultados acompanham de forma satisfatória os registos do ensaio de carga, havendo uma correspondência no que diz respeito à tendência de variação da força instalada nestes elementos. É também comprovado que os esforços numéricos estão dentro da mesma ordem de grandeza dos registados experimentalmente.

A análise anterior vem comprovar que a forma utilizada para a modelação das ligações dos tirantes à restante estrutura representa de uma maneira razoável o comportamento real, existindo, contudo, ainda variações importantes entre os esforços numéricos e experimentais (atingido um máximo de cerca de 25% para o T19C13 no caso de carga CC14). As razões para estas diferenças deverão ser melhor investigadas no futuro.

Poderá ser realçado o facto de perante um carregamento simétrico, caso de carga CC14, a variação da força dos tirantes, para os elementos mais próximos do meio vão do vão central (T18C20 e T19C20), não ter divergências em relação aos valores registados pelos acelerómetros superiores a 3%, apesar da maior diferença acontecer precisamente neste caso de carga.

De uma maneira geral verifica-se uma maior solicitação dos tirantes em relação aos resultados experimentais.

#### 4.4.4. LINHAS DE INFLUÊNCIA

Durante o ensaio de receção ao Viaduto do Corgo, foram feitos passar veículos em marcha lenta com o objetivo do registo de linhas de influência.

Na presente secção são comparadas as linhas de influência numéricas com as experimentais, sendo a comparação feita para as flechas verticais e rotações longitudinais do tabuleiro e variação da força nos tirantes T18C20 e T19C13.

Relativamente às flechas verticais, as linhas de influência foram calculadas aproximadamente a meio vão dos vãos adjacentes suspensos de 126.00m e a 1/4, meio vão e 3/4 do vão principal de 300m. As posições de cálculo não dizem respeito exatamente ao ponto correspondente à localização dos sensores. Para considerar rigorosamente esta posição, seria necessário o restabelecimento da malha de elementos finitos, opção que não foi tomada, pois os erros associados à adoção desta simplificação não são significativos. Os locais onde foram comparadas as linhas de influência de deslocamentos verticais dizem respeito aos locais onde estão instalados os sensores de deslocamentos DV-T-P17P18b-1M, DV-T-P18P19e-1M, DV-T-P18P19b-1M, DV-T-P18P19f-1M e DV-T-P19P20b-1M (a posição de tais sensores pode ser observada no Anexo A).

No que diz respeito às linhas de influência de rotações longitudinais do tabuleiro, devido às razões enumerados no parágrafo anterior, a comparação entre resultados numéricos e experimentais não pode ser feita exatamente no ponto de colocação dos sensores. Foram então construídas linhas de influência em secções próximas dos mastros P18 e P19, no lado poente e nascente de cada um. As secções onde foram efetuados estes registos dizem respeito aproximadamente ao local de colocação dos sensores de rotações RO-P17P18a-1M-L, RO-P18P19a-1M-L, RO-T-P18P19c-1M-L e RO-T-P19P20b-1M-L. Tal como anteriormente a posição dos sensores pode ser observada no Anexo A.

No caso da variação da força dos tirantes, tais linhas de influência foram calculadas para os tirantes T18C20 e T19C13, por serem os únicos instrumentados com células de carga, sendo este o único dispositivo instalado no viaduto que permite a medição de esforços para estes elementos com a frequência necessária.

Como descrito no início do presente capítulo, durante o ensaio de carga foram medidas linhas de influência centradas, excêntricas norte e excêntricas sul. Como apenas é feita a validação do modelo numérico com as linhas de influência de deslocamentos verticais, rotações longitudinais do tabuleiro e variação de esforços nos tirantes, apenas tem interesse considerar o percurso V do ensaio de receção, sendo este respeitante à medição de linhas de influência centradas. Os percursos relativos a linhas de influência excêntricas não são de grande interesse para o presente estudo, dado o facto de não serem feitas comparações para as rotações transversais do tabuleiro.

Nas Figuras 4.28 e 4.29 são representadas as linhas de influência das flechas verticais do tabuleiro nas zonas descritas anteriormente. É de destacar uma maior aproximação entre os resultados na zona do mastro P19 como se tem vindo a concluir ao longo de presente capítulo. É observável, tal como em situações anteriores, um comportamento mais rígido da estrutura no lado poente, contudo para deslocamentos ascendentes existe uma maior aproximação dos resultados quando o carregamento se posiciona nesta zona da estrutura. Relativamente à linha de influência das flechas verticais do tabuleiro a meio vão do vão principal, praticamente não existem diferenças entre os resultados numéricos e experimentais.

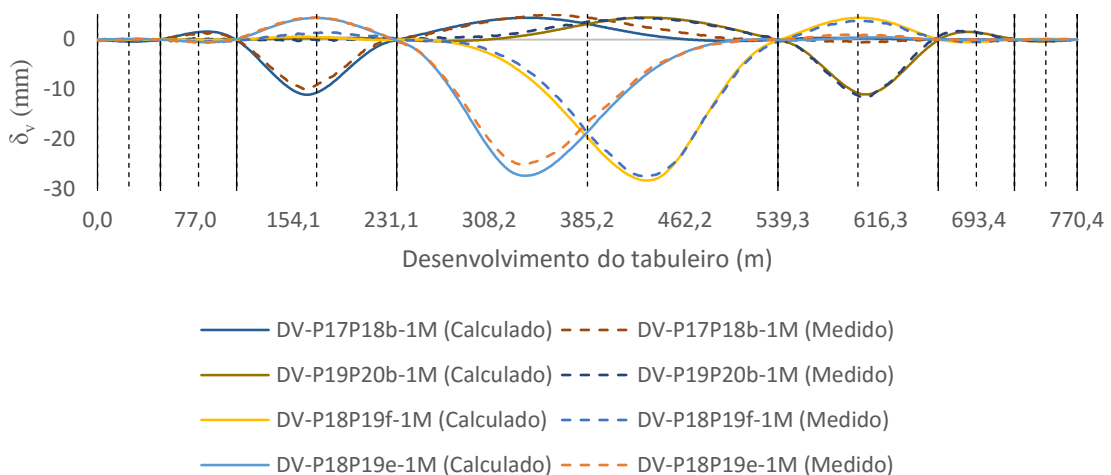


Fig. 4. 28 – Linhas de influência das flechas verticais do tabuleiro.

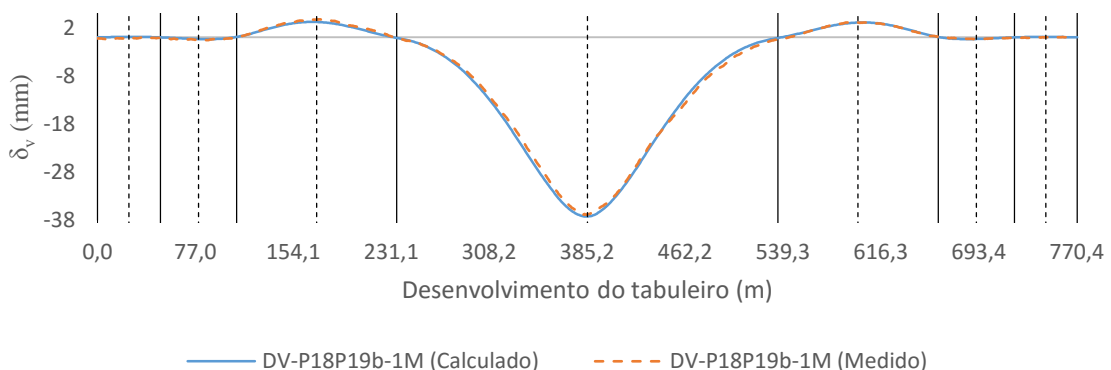


Fig. 4. 29 – Linha de influência da flecha vertical a meio vão do vão central.

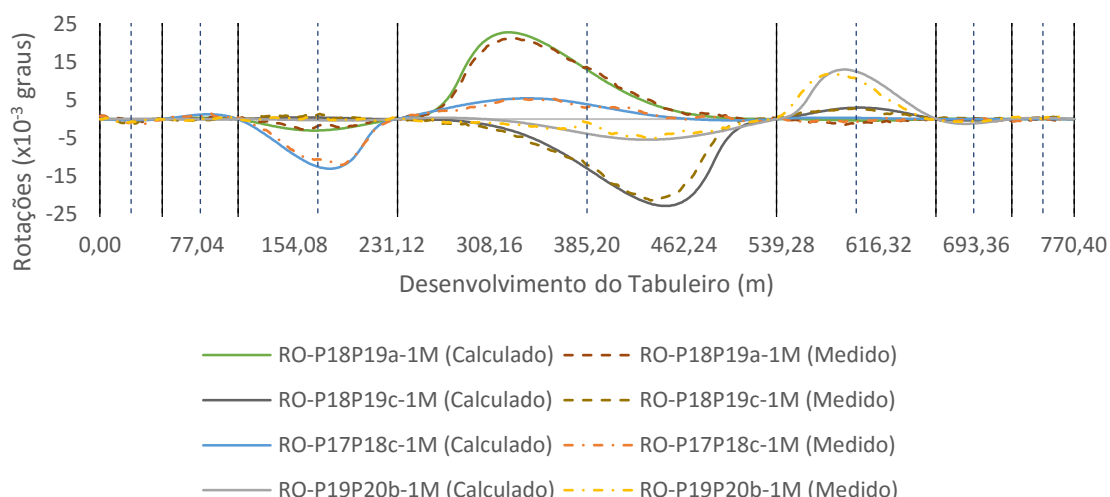


Fig. 4. 30 – Linhas de influência de rotações longitudinais do tabuleiro.

Relativamente às rotações longitudinais do tabuleiro (Fig. 4.30), observa-se novamente um comportamento mais flexível do modelo em relação aos resultados experimentais, havendo uma concordância entre os dados em comparação em termos de evolução das rotações ao longo da passagem dos veículos em todas as secções estudadas, tal como nos casos anteriores relativos à medição das flechas verticais.

Por último são apresentadas as linhas de influência da variação dos esforços nos tirantes (Fig. 4.31).

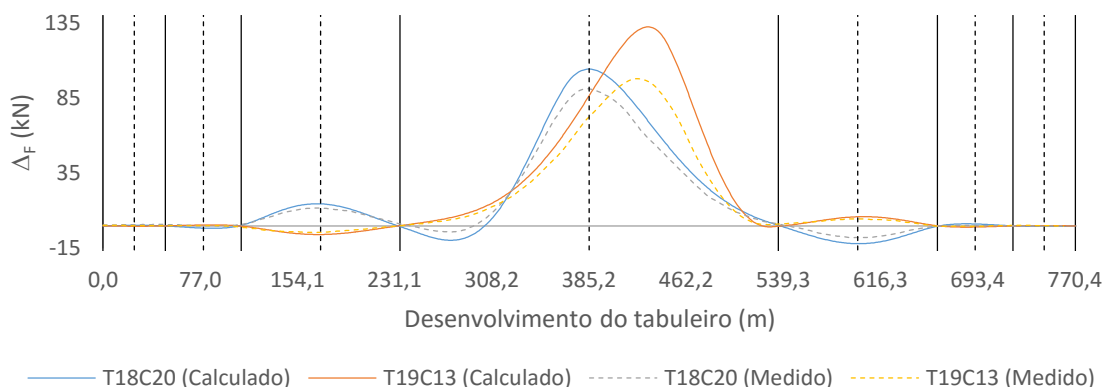


Fig. 4. 31 – Linhas de influência da variação dos esforços nos tirantes.

Observando a figura anterior verifica-se a existência de uma variação de força inferior á calculada, corroborando as observações já efetuadas nos casos de carga estáticos. Tal situação poderá dever-se novamente a um comportamento mais flexível do tabuleiro, pois sendo os tirantes os seus principais elementos de suporte, este recebem diretamente os esforços provenientes desta zona, logo a um comportamento mais flexível estará associado um carregamento superior destes elementos, pois não existe tanta capacidade de distribuição das cargas pelos diferentes tirantes. Apesar das discrepâncias

observadas, principalmente quando a estrutura é solicitada na zona do meio vão do vão principal, existe um acompanhamento entre a tendência de variação dos esforços. Quando a solicitação da estrutura é feita em zonas às quais corresponde uma diminuição do esforço instalado nestes elementos, parece existir uma melhor aproximação entre os resultados experimentais e numéricos, contudo esta situação não é evidente, pois a diminuição da diferença é acompanhada por uma diminuição do valor absoluto da força instalada. É de notar ainda uma maior divergência entre os resultados no tirante T19C13.

Com o objetivo de compreender melhor o comportamento que se verifica nos mastros, quando o viaduto é sujeito a carregamentos assimétricos, possivelmente devido ao atrito dos aparelhos de apoio, foram elaboradas linhas de influência para os tirantes em estudo, considerando os aparelhos de apoio bloqueados na direção longitudinal. Contrariamente ao esperado, pois à aproximação dos resultados relativamente aos deslocamentos e rotações dos mastros é espectável estar associada uma convergência da variação dos esforços nos tirantes entre os resultados numéricos e experimentais, não se verificaram alterações nas suas linhas de influência, razão pela qual não foi representada na Fig. 4.31 a situação referente ao bloqueio total dos aparelhos de apoio.



# 5

## ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO VIADUTO DO CORGO SOB O EFEITO DAS AÇÕES TÉRMICAS

### 5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é feita uma análise do comportamento estrutural do Viaduto do Corgo sob o efeito das ações da temperatura. Tal análise justifica-se pela repercussão que este tipo de ações têm no nível de esforços presentes ao longo do viaduto, sendo a principal causa de deslocamentos em cenários operacionais correntes.

Com o objetivo apresentado, inicialmente será feita uma análise às séries temporais de temperatura uniforme e diferencial, obtidas por simulação numérica considerando as medições de uma estação meteorológica próxima do local das grandezas que caracterizam as condições fonteira do problema térmico, como sejam a temperatura do ar exterior e interior ao caixão, a radiação solar e a velocidade do vento (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b). Os valores simulados serão comparados com aqueles preconizados no Eurocódigo.

Para caraterizar o comportamento estrutural do viaduto, recorrendo ao modelo de elementos finitos desenvolvido no âmbito desta dissertação, serão aplicadas tanto as séries temporais de variação de temperatura, fazendo desta maneira uma análise no tempo, como os valores caraterísticos das variações térmicas definidas na norma, sendo desta maneira possível comparar os resultados das diferentes análises, percebendo a ordem de grandeza dos esforços resultantes em algumas secções críticas.

Por último, é analisada a resposta do viaduto às ações térmicas preconizadas no Eurocódigo 1, fazendo uma comparação com os esforços resultantes das sobrecargas rodoviárias definidas no mesmo regulamento.

### 5.2. AÇÕES TÉRMICAS

As ações térmicas numa estrutura ou elemento estrutural decorrem da sua exposição às variações dos campos de temperaturas num determinado período de tempo. Resultantes deste tipo de carregamento, surgem elevados esforços em elementos com as suas deformações impedidas, podendo ser condicionantes no comportamento estrutural, nomeadamente em condições de serviço. Durante o processo de dimensionamento de qualquer estrutura, devido às razões apresentadas, torna-se necessário

avaliar o nível de deformações e esforços resultantes, sob pena de surgirem importantes anomalias estruturais caso tal procedimento não seja tido em consideração.

As ações térmicas podem ser divididas em três tipos: variações uniformes, variações diferenciais lineares e variações diferenciais não lineares. As variações uniformes correspondem às variações anuais de temperatura ambiente que, por se processarem com lentidão, conduzem sucessivamente a estados térmicos que se podem supor uniformes nos diferentes elementos estruturais. Por outro lado, tanto as variações diferenciais lineares como não lineares, correspondem a variações rápidas da temperatura ambiente, características da insolação, originando gradientes térmicos nas estruturas. Estes gradientes térmicos são divididos numa componente linear, originando esforços de flexão nas estruturas estaticamente indeterminadas e numa componente não linear, que origina um sistema de tensões auto-equilibradas com esforços resultantes nulos (Ministério da Habitação 1994).

A distribuição da temperatura num dado elemento estrutural, poderá ser decomposta nas seguintes quatro componentes essenciais, como representado na Fig. 5.1 (CEN 2009):

- Uma componente da variação uniforme de temperatura,  $\Delta T_u$ ;
- Uma componente linear da variação diferencial de temperatura ao longo do eixo z,  $\Delta T_{My}$ ;
- Uma componente linear da variação diferencial da temperatura ao longo do eixo y,  $\Delta T_{Mz}$ ;
- Uma componente não linear da variação diferencial da temperatura,  $\Delta T_E$ .

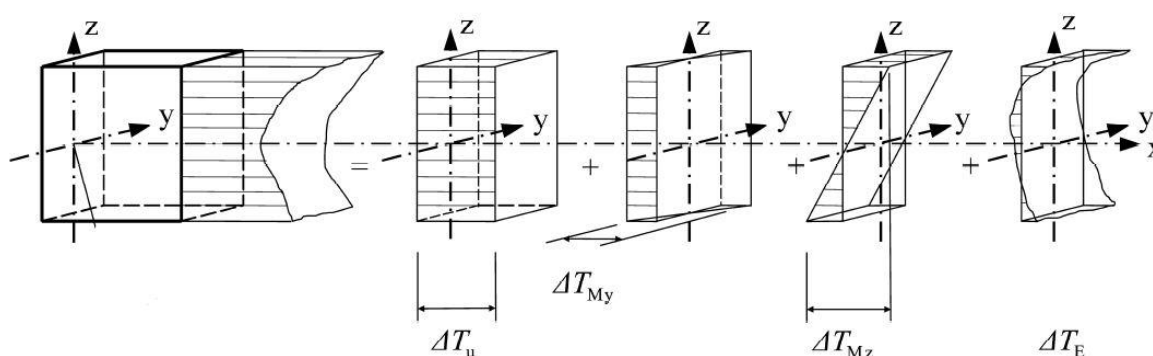


Fig. 5. 1 – Distribuição da temperatura num dado elemento estrutural (CEN 2009).

As séries temporais de variação de temperatura uniforme e diferencial aplicadas ao modelo de elementos finitos desenvolvido com o objetivo do estudo do comportamento do Viaduto do Corgo, foram obtidas através de uma análise térmica com elementos finitos de determinadas secções consideradas representativas do comportamento estrutural, usando informações provenientes da medição da velocidade do vento, da radiação solar, da temperatura ambiente à sombra e da temperatura no interior da viga caixão. Desta maneira foram calculadas as séries temporais da variação de temperatura de hora a hora durante aproximadamente um ano e meio, fazendo uma decomposição da variação de temperatura nas quatro componentes descritas anteriormente. A componente uniforme da variação de temperatura para os tirantes foi obtida diretamente através do sistema de monitorização do viaduto. É importante referir que o trabalho descrito neste parágrafo (obtenção das séries temporais da variação de temperatura), não foi desenvolvido no âmbito da presente dissertação, sendo apenas utilizados os dados provenientes de um estudo elaborado por (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b) para aplicação no modelo de elementos finitos desenvolvido.

### 5.3. COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES REGISTADOS E OS LIMITES REGULAMENTARES

Com o objetivo de aferir a relevância das ações ambientais a que o Viaduto do Corgo está sujeito, foi feita uma comparação entre as séries de temperatura uniforme e diferenciais, recolhidas pelo processo descrito na secção anterior e os valores regulamentares definidos no Eurocódigo 1. As comparações dizem respeito à componente uniforme da variação de temperatura a que o tabuleiro, mastro e tirantes estão sujeitos e à componente diferencial linear que o tabuleiro sofre, por serem consideradas representativas do resto da estrutura, pois os valores observados entre os diferentes elementos estruturais são semelhantes, verificando-se apenas um ligeiro decaimento dos valores médios anuais da componente uniforme para os pilares. É de notar uma maior diferença entre o valor respeitante aos tirantes e o resto da estrutura, podendo-se justificar tal afastamento com a existência de bainhas de cor clara nestes elementos. Tais valores podem ser observados na Tabela 5.1.

Tabela 5. 1 - Valores médios anuais da componente uniforme da variação de temperatura simulados para o local de implantação da obra, em °C.

$T_{u,\text{tabuleiro}}$	$T_{u,\text{mastros}}$	$T_{u,\text{P15/P22}}$	$T_{u,\text{P16/P21}}$	$T_{u,\text{P17/P20}}$	$T_{u,\text{P18/P19}}$	$T_{u,\text{tirantes}}$
18,13	18,11	16,92	16,91	16,91	16,94	11,58

As ações regulamentares foram calculadas segundo o Eurocódigo 1, sendo de salientar o facto de para os diferentes elementos estruturais terem sido considerados diferentes valores de temperatura inicial,  $T_0$ , sendo estes definidos segundo os valores médios anuais da variação uniforme de temperatura (Tabela 5.1). Este valor é tomado como a temperatura de referência a partir da qual são calculadas as ações diferenciais. Tal decisão foi tomada com o intuito de ser perceptível o grau de relevância das oscilações verificadas no local da obra em relação às oscilações previstas na norma. Foram considerados os valores característico, frequente e quase permanente para este tipo de ação variável, cujos coeficientes são  $\psi_1=0.6$  e  $\psi_2=0.5$ , para os valores frequente e quase permanente, respetivamente. No cálculo das variações térmicas foram considerados para a temperatura máxima e mínima,  $T_{\text{máx}}$  e  $T_{\text{mín}}$ , os valores de 45°C e -5°C definidos no anexo nacional da norma em questão, tendo estes valores uma probabilidade anual de ser excedidos igual a 2% (CEN 2009). O valor positivo da componente uniforme indica a existência de uma variação que provoca a expansão da estrutura, enquanto um valor negativo provoca a contração da mesma. A componente diferencial linear vertical foi calculada segundo a “Abordagem 1” da mesma norma, que define um valor característico para o caso da face superior do tabuleiro mais quente que a inferior,  $\Delta T_{\text{dif}^+}$ , igual a +15°C, contudo tal valor foi afetado por um fator corretivo devido ao facto do revestimento da face superior, ou seja, a pavimentação da plataforma, ter uma espessura de 80mm. Para o caso em que a face inferior se encontra mais quente,  $\Delta T_{\text{dif}^-}$ , a norma define o valor de 5°C, em que na presente dissertação é tomado como convenção que se trata de uma variação diferencial negativa. Os diferentes valores calculados podem ser observados nas Tabelas 5.2 e 5.3.

Tabela 5. 2 – Valores regulamentares para a variação da temperatura uniforme, em °C.

	$\Delta T_{u^+}^{+ \text{carat}}$	$\Delta T_{u^-}^{- \text{carat}}$	$\Delta T_{u^+}^{+ \text{freq}}$	$\Delta T_{u^-}^{- \text{freq}}$	$\Delta T_{u^+}^{+ \text{qperm}}$	$\Delta T_{u^-}^{- \text{qperm}}$
Tabuleiro	26,87	-23,13	16,12	-13,88	13,44	-11,57
Mastros	26,90	-23,10	16,14	-13,86	13,45	-11,55
Pilares	28,08	-21,92	16,85	-13,15	14,04	-10,96
Tirantes	33,42	-16,58	20,05	-9,95	16,71	-8,29

Tabela 5. 3 – Valores regulamentares para a variação de temperatura diferencial em °C. No tabuleiro esta tem direção vertical e nos pilares e mastro direção longitudinal.

	$\Delta T_{\text{dif}^+}^{+ \text{carat}}$	$\Delta T_{\text{dif}^-}^{- \text{carat}}$	$\Delta T_{\text{dif}^+}^{+ \text{freq}}$	$\Delta T_{\text{dif}^-}^{- \text{freq}}$	$\Delta T_{\text{dif}^+}^{+ \text{qperm}}$	$\Delta T_{\text{dif}^-}^{- \text{qperm}}$
Tabuleiro	12,75	-5,00	7,65	-3,00	6,38	-2,50
Mastros	5,00	-5,00	3,00	-3,00	2,50	-2,50
Pilares	5,00	-5,00	3,00	-3,00	2,50	-2,50

Com o objetivo de aferir a relevância das variações térmicas verificadas no local da obra de arte, é apresentada na Fig. 5.2 a evolução temporal da componente uniforme da variação da temperatura simulada durante sensivelmente um ano e meio, tomando como referência a média anual desta componente para o tabuleiro. Na Fig. 5.3 é representada a ocorrência em termos de frequência absoluta dos valores medidos durante um ano, considerando os limites regulamentares de maneira a ser possível a percepção da importância dos valores observados no local de implantação da obra.

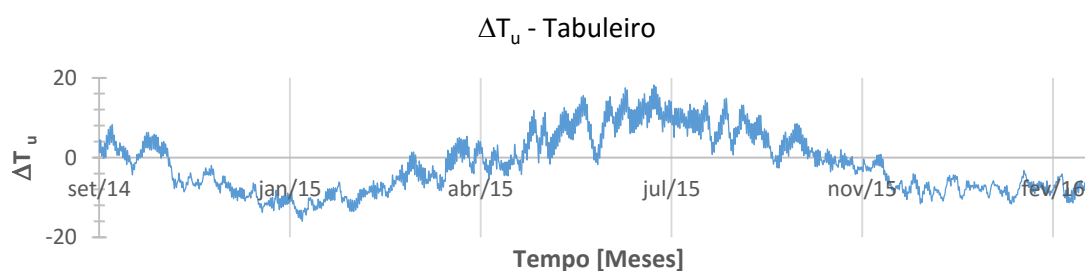


Fig. 5. 2 – Evolução da componente uniforme da variação de temperatura para o tabuleiro, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

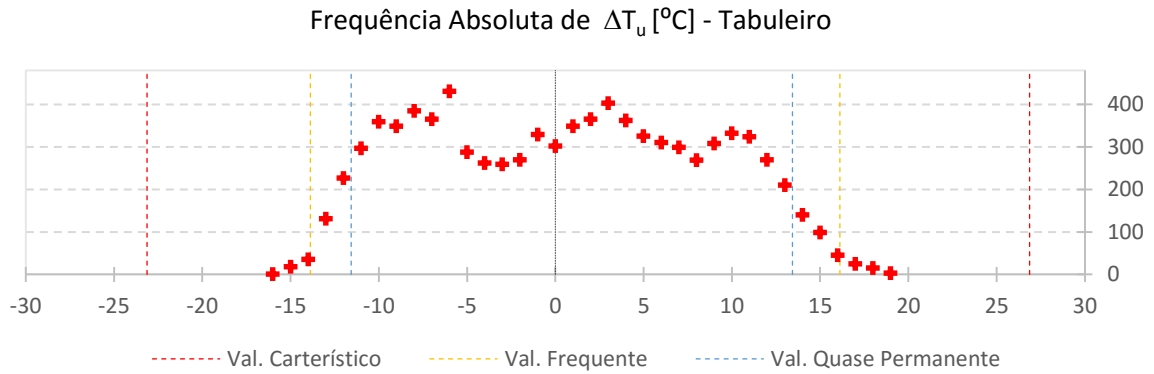


Fig. 5. 3 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura para o tabuleiro.

Como é possível observar, a maior parte dos registos efetuados estão situados entre o valor quase permanente da variação positiva e negativa, correspondendo a 91% da totalidade dos registos. Focando a atenção nos extremos da distribuição da Fig. 5.3, conclui-se que as variações de temperatura observadas no local de implantação estão muito distantes do valor característico definido na norma e mesmo o número de ocorrências superiores ao valor frequente é muito reduzido, correspondendo a uma percentagem de 1%. A isto não será alheio o facto de apenas se ter analisado um ano de dados.

Como referido no início do presente capítulo, a componente diferencial das ações ambientais está diretamente relacionada com a insolação, tendo desta maneira uma variação diária. Na Fig. 5.4 é visível o registo feito para esta componente, sendo igualmente apresentada a frequência absoluta do número de ocorrências, fazendo a confrontação com os valores característico, frequente e quase permanente (Fig. 5.5).

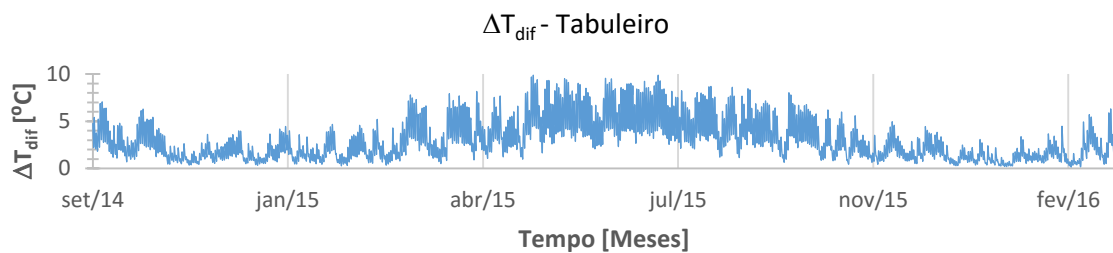


Fig. 5. 4 – Evolução da componente diferencial vertical da variação de temperatura para o tabuleiro, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

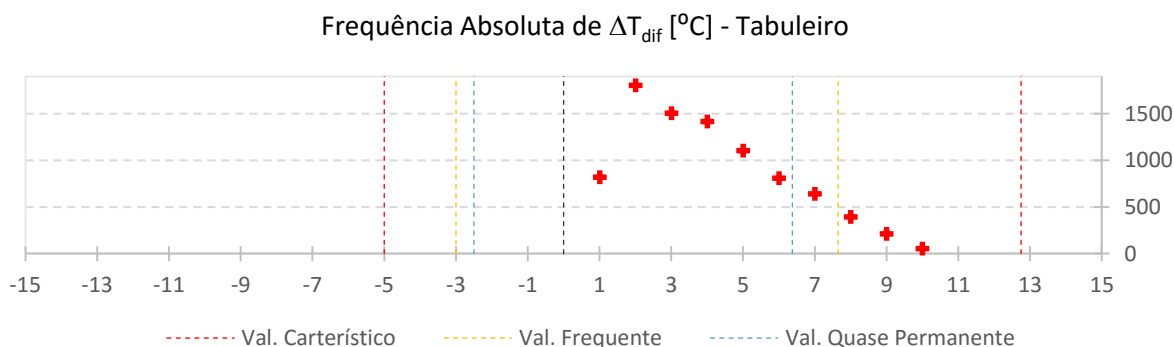


Fig. 5.5 – Ocorrência da componente diferencial vertical da variação da temperatura para o tabuleiro.

Observando a Fig. 5.5, percebe-se que na totalidade das observações, a face superior do tabuleiro se encontra mais quente que a face inferior. Tal situação seria espectral, dado que a face inferior deste elemento não se encontra diretamente exposta à radiação solar, podendo-se concluir que não terão ocorrido fenômenos de formação de gelo sobre o tabuleiro durante o período em análise. É de realçar o facto do valor frequente ser excedido em 391 ocorrências, correspondendo a cerca de 4% do total das observações. Tal como na componente uniforme da variação de temperatura para o tabuleiro, a componente diferencial, neste mesmo elemento não iguala o valor caraterístico definido no Eurocódigo.

Apesar de estarem revestidos com bainhas de cor clara, registando-se por este motivo um valor inferior da média anual da componente uniforme da variação de temperatura, os tirantes estão sujeitos a grandes variações térmicas, sendo o valor máximo de  $\Delta T_u^+$  igual a  $19.37^\circ\text{C}$  ocorrendo naturalmente nos meses de verão. Relativamente ao arrefecimento destes elementos, o valor mínimo de  $\Delta T_u^-$  é  $-16.17^\circ\text{C}$ . Percebe-se desta maneira a ampla gama de oscilações de temperatura a que estes elementos estão sujeitos, sendo este um dos principais motivos que levou ao abandono do uso de bainhas de cor escura, pois desta maneira as variações de temperatura seriam mais intensas, conduzindo à distorção e fissuração destes elementos de proteção. As oscilações de temperatura verificadas nos tirantes são apresentadas na Fig. 5.6.

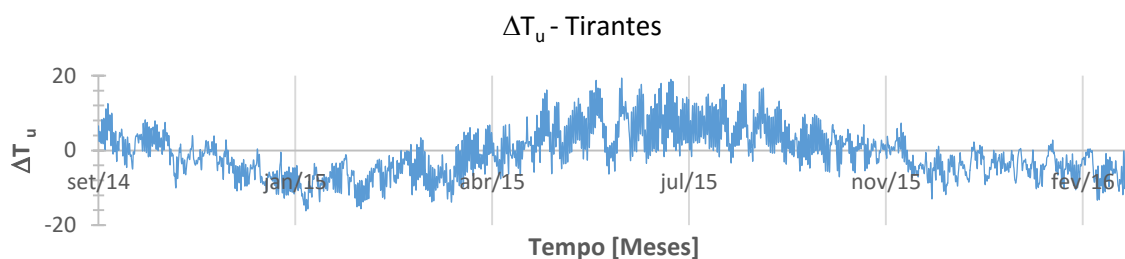


Fig. 5.6 – Evolução da componente uniforme da temperatura para os tirantes, em  $^\circ\text{C}$  (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

Na figura anterior, são evidentes as grandes oscilações térmicas a que os tirantes estão sujeitos, pois apesar dos valores máximos e mínimos terem variações sazonais, verifica-se que dentro do mesmo período existem oscilações, sendo este fator perceptível pelo traçado mais irregular, comparável ao

traçado correspondente à componente diferencial do tabuleiro, tendo esta componente uma variação diária.

Na Fig. 5.7, é visível a ocorrência dos diferentes valores registados, sendo os resultados apresentados como nas situações anteriores.

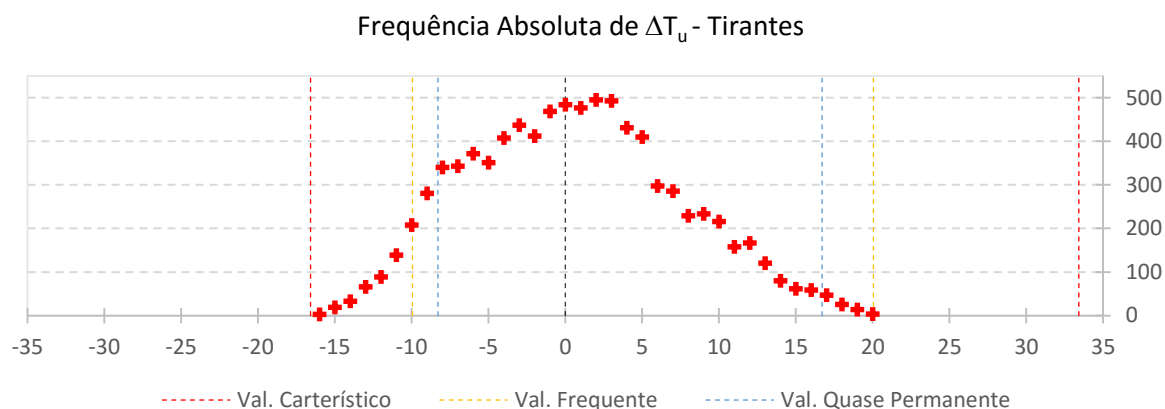


Fig. 5. 7 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura para os tirantes.

Considerando o valor zero como a temperatura média anual, percebe-se que o número de registos efetuados abaixo e acima deste valor é mais ou menos igual, sendo que na variação uniforme negativa o valor frequente é ultrapassado em cerca de 7% das ocorrências. Na parte do gráfico respeitante ao aquecimento destes elementos, o valor frequente não é ultrapassado, sendo a maior parte dos registos inferiores ao valor quase permanente definido no Eurocódigo.

Relativamente aos mastros, foram efetuadas medições na parte superior, ou seja, na zona onde se encontram as selas de desvio e na parte bifurcada, sendo que não se observaram grandes diferenças entre os registos respeitantes às duas localizações. A componente uniforme da temperatura tem oscilações muito similares às verificadas para o tabuleiro, contudo os valores extremos não são tão acentuados. Relativamente à temperatura diferencial linear horizontal, ou seja, no sentido em que são promovidos movimentos longitudinais destes elementos, não são observados valores de grande relevância, concluindo-se por este motivo que as faces nascente e ponte destes elementos se encontram com temperaturas similares. No que diz respeito aos pilares, não se observam grandes diferenças entre os registos relativos aos diferentes elementos, sendo os valores muitos similares aos dos mastros, tanto nos respeitantes à componente uniforme como nos respeitantes à componente diferencial da variação de temperatura. Os gráficos com a evolução das variações uniforme e diferencial ao longo do tempo e os respetivos registos com a frequência absoluta das ocorrências para os mastros e pilares podem ser consultados no Anexo D.

#### 5.4. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DA ESTRUTURA ÀS AÇÕES AMBIENTAIS ESTIMADAS COM A RESPOSTA ÀS AÇÕES AMBIENTAIS REGULAMENTARES

Com o objetivo de estudar o comportamento do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo às ações ambientais, foi comparada a resposta da estrutura às ações regulamentares com a resposta às ações registadas no local de implantação da obra, tirando partido do modelo de elementos finitos construído.

Os valores característicos regulamentares utilizados podem ser consultados nas Tabelas 5.2 e 5.3, tendo sido utilizado para todos os elementos estruturais a componente uniforme da variação de temperatura do tabuleiro, sendo desta maneira a análise feita pelo lado conservativo, pois observando o valor médio anual desta componente (Tabela 5.1), percebe-se que esta não varia em grande escala nos diferentes elementos estruturais, tendo o valor máximo precisamente no tabuleiro. Existe uma exceção apenas para os tirantes, observando-se um valor médio anual inferior da variação de temperatura uniforme nestes elementos. De facto, o Eurocódigo prevê a existência de elementos estruturais com diferentes componentes da variação uniforme de temperatura, como é o caso dos tirantes, em que tais diferenças poderão provocar efeitos desfavoráveis no comportamento estrutural. Para esta situação é recomendada uma diferença de 10°C para as componentes da variação uniforme de temperatura entre estes elementos e o resto da estrutura (CEN 2009). Desta maneira, foram consideradas duas situações respeitantes a estes elementos: a primeira com os valores definidos na Tabela 5.2 relativos às variações uniformes de temperatura do tabuleiro (como descrito anteriormente) e a segunda considerando  $\Delta T_u^+$  igual a 16.87°C e  $\Delta T_u^-$  igual a -13.13°C, respeitando desta maneira as disposições regulamentares.

Como se trata de uma estrutura sob a ação simultânea da componente uniforme e diferencial da variação de temperatura, torna-se necessário combinar as diferentes componentes das ações que atuam nos múltiplos elementos do viaduto, de maneira a obter a situação mais condicionante tanto de inverno como de verão. Desta maneira foram considerados os seguintes casos de carga (CC), a serem posteriormente combinados:

- Variação uniforme positiva de todos os elementos de 26.87°C – CC1;
- Variação uniforme negativa de todos os elementos de -23.13°C – CC2;
- Variação diferencial do tabuleiro, com a face superior mais quente, de 12.75°C – CC3;
- Variação diferencial do tabuleiro, com a face inferior mais quente, de -5°C – CC4;
- Variação diferencial longitudinal dos pilares e mastros com as faces orientadas a nascente mais quentes, de 5°C – CC5;
- Variação diferencial longitudinal dos pilares e mastros com as faces orientadas a poente mais quentes, de -5°C – CC6;
- Variação uniforme positiva do tabuleiro, pilares e mastros de 26.87°C, conjugada com uma variação uniforme positiva dos tirantes de 16.87°C – CC7;
- Variação uniforme negativa do tabuleiro, pilares e mastros de -23.13°C, conjugada com uma variação uniforme negativa dos tirantes de -13.13°C – CC8.

Para a obtenção da situação condicionante das variações térmicas, tanto para a situação de verão como de inverno, foram consideradas as combinações presentes na Tabela 5.4. O cálculo de tais combinações foi feito seguindo a abordagem presente no anexo nacional do Eurocódigo 1, em que são apresentadas combinações para o caso de estruturas sujeitas à ação simultânea das componentes uniforme e diferencial das variações de temperatura, divergindo estas entre as condições de verão e inverno (CEN 2009).

Recorrendo ao modelo de elementos finitos construído, foram retirados resultados relativos às flechas e momentos fletores a meio vão do vão central, momentos fletores nas zonas de localização dos mastros (zona de momentos negativos sob a ação das cargas permanentes na estrutura) e variação da força instalada no tirante T18C20, por se tratar de um tirante com localização próxima da zona de meio vão do vão principal.

Os valores das flechas a meio vão do vão central podem ser observados na Tabela 5.5, sendo de salientar o facto de em situações de verão, a zona central do vão sofrer movimentos ascendentes e em situações de inverno sofrer movimentos descendentes, nas respetivas combinações condicionantes. Na situação

de verão, a combinação condicionante foi a número sete (Tabela 5.4), sendo neste caso considerada uma componente uniforme da variação de temperatura diferente entre os tirantes e o resto da estrutura. Comprova-se desta maneira que nas situações em que estes elementos atingem temperaturas inferiores em relação ao resto da estrutura, no caso de uma variação uniforme positiva, podem surgir situações condicionantes, pois pelo facto dos tirantes terem uma menor redução da tensão instalada existe uma maior contribuição destes elementos para o levantamento do tabuleiro. Considerando a situação de inverno, a combinação condicionante diz respeito à número dezasseis, tratando-se novamente de uma situação em que a componente uniforme da variação de temperatura dos tirantes é inferior à do resto da estrutura, corroborando novamente e importância da consideração de um caso de carga em que os tirantes têm uma variação de temperatura uniforme diferente.

Tabela 5. 4 – Combinações para o cálculo da ação respeitante às variações ambientais em situações de verão e inverno.

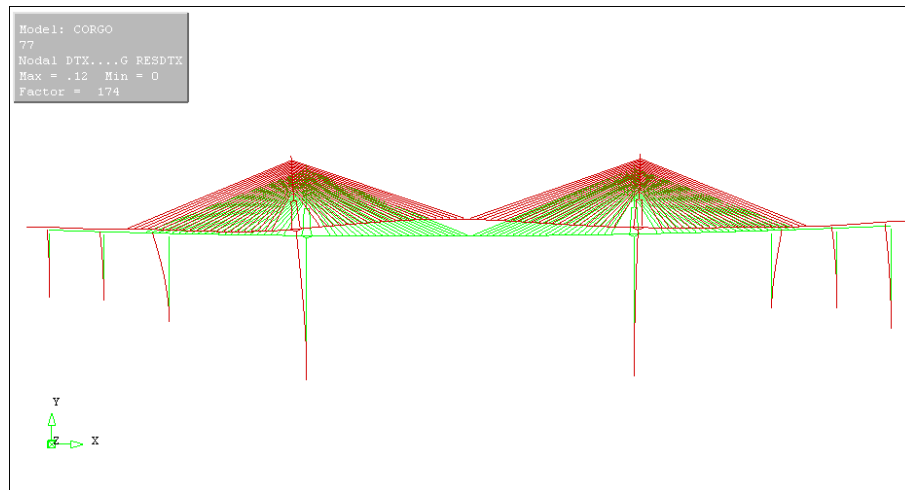
		Combinações
Verão	1	CC3+0,8xCC1+CC5
	2	CC3+0,8xCC1+CC6
	3	CC3+0,8xCC7+CC5
	4	CC3+0,8xCC7+CC6
	5	CC1+0,8xCC3+CC5
	6	CC1+0,8xCC3+CC6
	7	CC7+0,8xCC3+CC5
	8	CC7+0,8xCC3+CC6
Inverno	9	CC4+0,8xCC2+CC5
	10	CC4+0,8xCC2+CC6
	11	CC2+0,8xCC4+CC5
	12	CC2+0,8xCC4+CC6
	13	CC4+0,8xCC8+CC5
	14	CC4+0,8xCC8+CC6
	15	CC8+0,8xCC4+CC5
	16	CC8+0,8xCC4+CC6

Tabela 5. 5 – Flexa a meio vão do vão central sob a ação dos valores regulamentares, em mm.

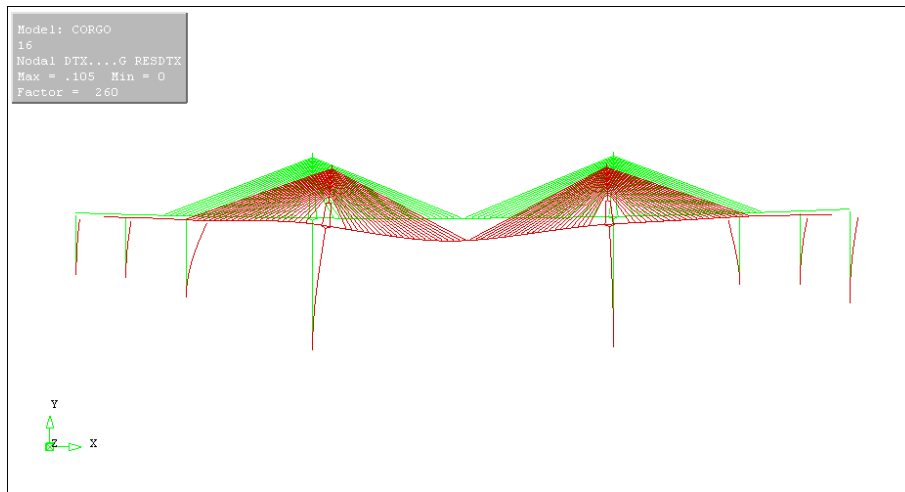
	$\delta v_{\text{carat}}$	$\delta v_{\text{freq}}$	$\delta v_{\text{qperm}}$
Verão	88,89	53,33	44,44
Inverno	-84,51	-50,71	-42,26

Na Fig. 5.8 são apresentadas as deformadas para as combinações condicionantes em condições de verão, a) e inverno, b) considerando os valores característicos das ações. É claro o levantamento da estrutura a meio vão do vão central na situação de verão. O facto da combinação condicionante ser respeitante a uma situação em que os tirantes se encontram com uma temperatura inferior, sugere que o aquecimento e consequente perda de tensão destes elementos poderá ser benéfica para o comportamento estrutural, quando o vão central está sujeito a esforços de expansão, sofrendo levantamento devido às ligações monolíticas nas zonas dos mastros que restringem os seus movimentos. Na situação de inverno (Fig. 5.8 b)), verifica-se um comportamento estrutural contrário ao anterior, observando-se uma deformada aproximadamente inversa à da situação de verão. Neste caso, o arrefecimento dos tirantes e consequente ganho de tensão é benéfico para o comportamento estrutural, contrariando o movimento descendente do tabuleiro no vão central suspenso, sendo por este motivo condicionante a situação em que a variação de temperatura uniforme é menos acentuada nestes elementos em relação aos restantes. Tanto na situação de verão como de inverno, são evidentes os movimentos longitudinais dos pilares extremos relacionados com as variações diferenciais de temperatura. Este efeito verifica-se nestes pilares devido ao facto de os aparelhos de apoio colocados nestes elementos permitirem movimentos longitudinais, não sendo por este motivo o seu comportamento condicionado pela restante estrutura como se verifica nos restantes pilares, sendo condicionados pelos movimentos de expansão e contração do tabuleiro.

Com o objetivo de perceber a relevância das ações ambientais nos movimentos ascendentes e descendentes do tabuleiro, será feita uma comparação entre os movimentos verticais resultantes deste tipo de ações durante aproximadamente um ano e meio, com os valores resultantes das ações regulamentares. Na Fig. 5.9 é apresentada a variação das flechas a meio vão do vão central, resultantes das ações ambientais recolhidas no local de implantação da obra. Observando a figura, confirma-se a ocorrência de deslocamentos descendentes durante os meses de inverno e ascendentes durante os de verão. Fazendo uma comparação entre a Fig. 5.9 e a Fig. 5.2, relativa à evolução da componente uniforme da variação de temperatura para o tabuleiro, observa-se um acompanhamento entre os dois traçados, podendo-se concluir desta forma que a componente uniforme da variação de temperatura condiciona fortemente os movimentos do tabuleiro, podendo ser quase desprezável a componente diferencial vertical deste elemento, analisando apenas este efeito.



a)



b)

Fig. 5. 8 – Deformada da estrutura sob a ação das combinações condicionantes: a) Combinação 7, condição de verão, b) Combinação 16, condição de inverno (conteúdo do ecrã iDIANA).

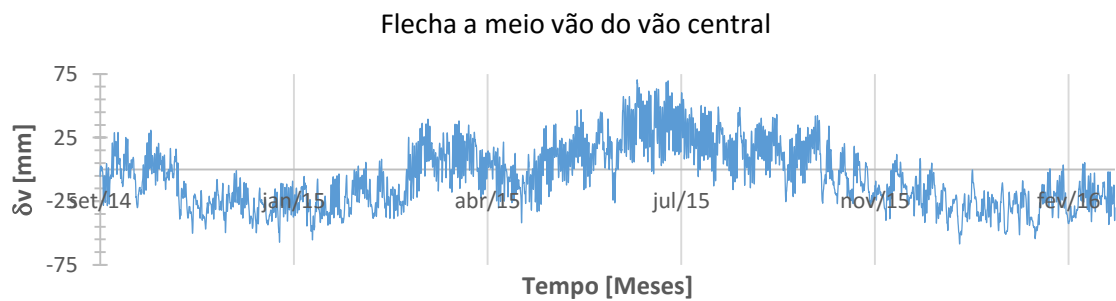


Fig. 5. 9 – Variação da flecha a meio vão do vão central resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

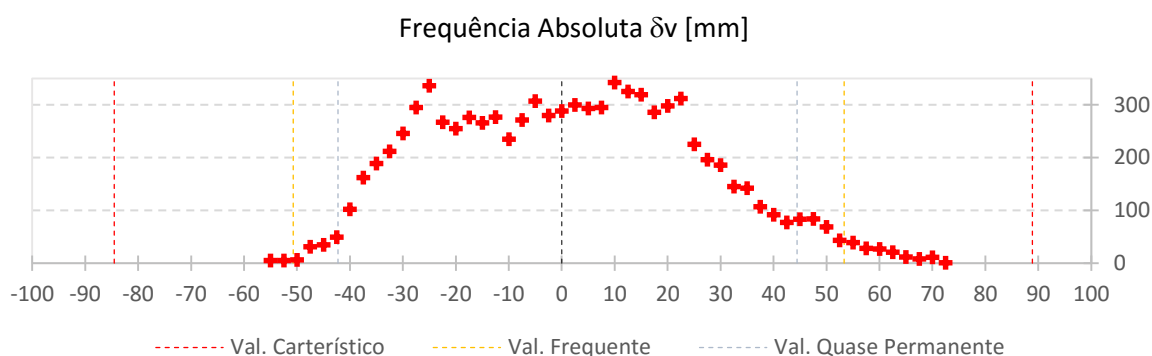


Fig. 5. 10 – Ocorrência em termos de frequência absoluta da flecha a meio vão do vão central, em mm.

Na Fig. 5.10 está representada a ocorrência da flecha a meio vão do vão central, em termos de frequência absoluta durante o período de um ano. Para uma melhor percepção do histograma representado, convém considerar os valores da Tabela 5.5, onde são apresentados os valores representativos da resposta da estrutura sob a ação dos diferentes valores regulamentares. Verifica-se que a maior parte dos valores estão situados entre os valores quase permanente das situações de inverno e de verão, com uma percentagem de ocorrências de 94%. O valor frequente é ultrapassado em 2% dos registos, sendo este valor pouco representativo do comportamento que se verifica ao longo do ano em análise. Por último é importante realçar que o valor caraterístico da flecha a meio vão do vão central em nenhuma situação é igualado, facto completamente compreensível pois trata-se de um valor com um período de retorno associado de cinquenta anos.

Relativamente ao momento fletor a meio vão do vão principal, na Tabela 5.6 podem ser observados os valores resultantes das ações térmicas definidas regulamentarmente. Nesta zona, numa situação de verão são predominantes os momentos positivos, enquanto no inverno os momentos negativos são mais frequentes. As combinações condicionantes foram a segunda e a nona, para as situações de verão e inverno, respetivamente. Na segunda combinação (situação de verão), todos os elementos da estrutura estão sujeitos a uma variação uniforme de temperatura positiva de 26.87°C, conjugada com uma variação diferencial do tabuleiro, em que a face superior se encontra mais quente que a inferior. Analisando os diagramas de momentos fletores resultantes de cada caso de carga individualmente (Anexo E), percebe-se que a grande parcela deste esforço é resultante da variação diferencial de temperatura. Anteriormente, na análise realizada para os valores das flechas era evidente a importância da variação de temperatura uniforme, sendo mesmo quase desprezável a parcela diferencial, contudo para os esforços de flexão a meio vão, percebe-se que a parcela diferencial tem um peso importante no valor dos esforços finais.

Tabela 5. 6 – Momento a meio vão do vão central resultante dos valores regulamentares, em MN.m.

	$M_{1/2vão, carat}$	$M_{1/2vão, freq}$	$M_{1/2vão, qperm}$
Verão	38,33	23,00	19,16
Inverno	-16,11	-9,66	-8,05

Na situação de inverno, a combinação condicionante diz respeito à solicitação de toda a estrutura com uma variação uniforme negativa de -23.13°C conjugada com uma variação diferencial da temperatura

do tabuleiro, contudo nesta situação a face inferior encontra-se com uma temperatura superior. Analisando igualmente os diagramas de momentos fletores de cada caso de carga (Anexo E), percebe-se novamente a importância da variação diferencial de temperatura do tabuleiro nos esforços de flexão deste elemento.



Fig. 5. 11 – Variação do momento a meio vão do vão central resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

Na Fig. 5.11 é possível observar a evolução do momento fletor a meio vão do vão central ao longo aproximadamente de um ano e meio. Confirma-se a predominância de momentos negativos durante a estação de inverno e momentos positivos durante a estação de verão, sendo que estas oscilações sazonais entre momentos negativos e positivos, se devem sobretudo à parcela uniforme da variação de temperatura, surgindo esforços devido ao tabuleiro ser monolítico com os mastros. Dentro do mesmo período sazonal, são observáveis grandes oscilações deste esforço, podendo mesmo oscilar entre valores positivos e negativos. A parcela diferencial da variação de temperatura do tabuleiro é caracterizada por uma oscilação diária, sendo desta maneira a causa para as variações do valor do momento fletor dentro do mesmo período sazonal.

É representada na Fig. 5.12 a ocorrência em termos de frequência absoluta do momento fletor a meio vão do vão principal. Através de uma primeira análise do gráfico, percebe-se que a distribuição não é simétrica, ocorrendo momentos fletores positivos com grandeza superior aos momentos fletores negativos, existindo uma maior distribuição das ocorrências entre os esforços quase permanentes e frequentes regulamentares, na zona de momentos positivos. De facto, a distribuição nesta zona tem uma forma mais achatada em comparação com o lado correspondente ao valor negativo, o que sugere uma maior gama de valores nos esforços positivos na zona do tabuleiro estudada. Tal como na situação anterior relativa às flechas a meio vão, em nenhuma ocorrência é igualdo o valor característico, estando situados a maior parte dos valores entre o esforço quase permanente positivo e negativo (93% das ocorrências).

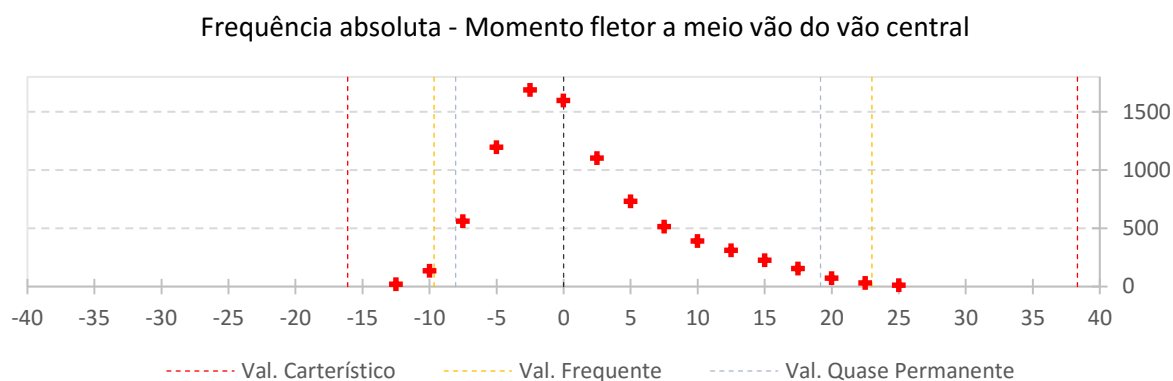


Fig. 5. 12 – Ocorrência em termos de frequência absoluta do momento fletor a meio vão do vão central, em MN.m.

Foram estudados igualmente os momentos fletores que ocorrem no tabuleiro na zona correspondente à localização dos mastros. Os valores resultantes das ações ambientais para este esforço podem ser observados na Tabela 5.7.

Tabela 5. 7 – Momento nas zonas próximas dos mastros, resultante das ações regulamentares.

	$M_{\text{Mastros,carat}}$	$M_{\text{Mastros,freq}}$	$M_{\text{Mastros,qperm}}$
Verão	45,28	27,17	22,64
Inverno	-24,46	-14,67	-12,23

Fazendo a leitura da tabela anterior, verifica-se a ocorrência de momentos positivos durante o verão e negativos durante o inverno para as respetivas combinações condicionantes. Observando os diagramas de momentos fletores presentes no Anexo E, constata-se novamente a influência que a componente diferencial da variação das ações térmicas tem nos esforços de flexão do tabuleiro. Pensando numa combinação de esforços entre os resultantes das cargas permanentes e os resultantes das ações ambientais, constata-se a existência de uma situação condicionante durante o período de inverno, pois existe um agravamento do valor do momento fletor durante este período sazonal, enquanto no período de verão, pela existência de momentos de sinais opostos quando feita a mesma combinação de esforços, existe uma atenuação do momento fletor. Fazendo uma comparação com os momentos na zona de meio vão, conclui-se que os momentos resultantes das ações ambientais são mais condicionantes nas zonas dos mastros, pois observa-se a existência de esforços de valor superior, tanto nas situações de verão como de inverno, resultantes das ações regulamentares.

Na Fig. 5.13 apresenta-se a evolução deste esforço ao longo do período de registos, verificando-se a predominância de momentos negativos durante o inverno e positivos durante o verão, estando desta maneira em concordância com as combinações condicionantes regulamentares. Em comparação com os momentos registados na zona de meio vão (Fig. 5.11) constata-se a predominância de momentos negativos de grandeza superior, sendo esta uma situação condicionante, já que a análise está a ser feita para a zona de momentos negativos resultantes da ação das cargas permanentes. Verifica-se igualmente

a existência de grandes oscilações dentro do mesmo período sazonal, resultantes da componente diferencial da variação de temperatura.

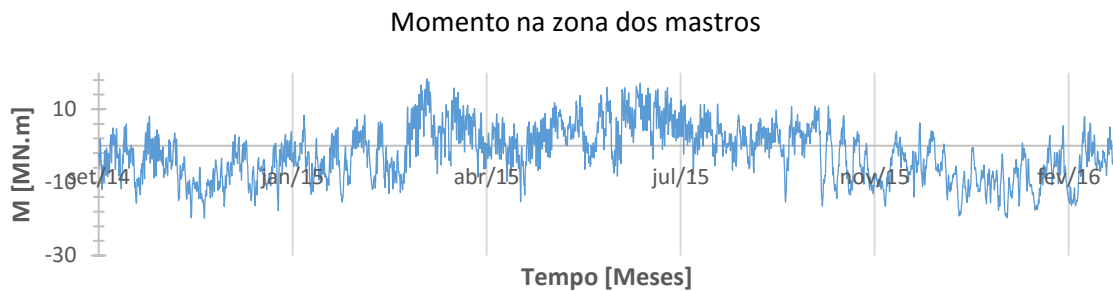


Fig. 5. 13 – Variação do momento na zona dos mastros resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

Na Fig. 5.14 são apresentados, em termos de frequência absoluta, os valores dos esforços resultantes das ações ambientais durante o período de um ano.

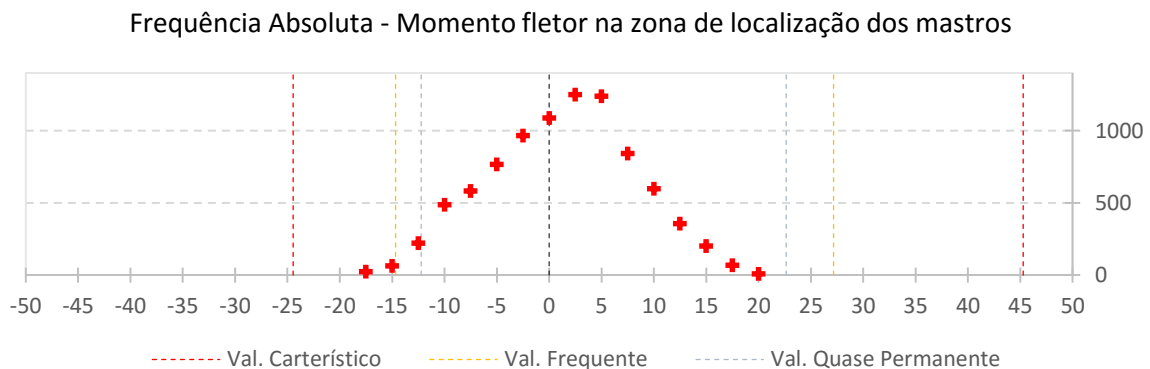


Fig. 5. 14 – Ocorrência em termos de frequência absoluta do momento fletor na zona dos mastros, em MN.m.

Relativamente à ocorrência do momento fletor na zona dos mastros, observa-se aproximadamente uma distribuição simétrica, estando a maior parte dos valores situados entre os valores quase permanentes dos momentos positivos e negativos (96%). Apenas em alguns casos se verifica a transposição dos valores frequentes (1%) e o valor característico não é alcançado em nenhuma situação.

Com o objetivo de perceber o comportamento dos tirantes perante as ações ambientais, foi analisado o comportamento do tirante T18C20. Contrariamente ao verificado para as situações anteriores, a variação da força nos tirantes não tem um comportamento bem definido tanto para condições de inverno como de verão, podendo existir grandes oscilações entre aumento e diminuição de esforços dentro do mesmo período sazonal (Fig. 5.15). Desta maneira, o facto de nas combinações condicionantes de verão e inverno existir uma variação de esforço segundo um determinado sentido não possibilita que seja admitido que durante um determinado período sazonal essa tendência se mantenha.

As combinações condicionantes para as condições de verão e inverno coincidem com as respeitantes à flecha vertical a meio vão do vão central, sendo tais combinações a número sete e dezasseis, respetivamente. Analisando as deformadas das combinações condicionantes dos dois períodos (Fig. 5.8 a) e b)), conclui-se que a tendência de variação da força nos tirantes não é intuitiva nem fácil de definir, podendo variar entre os diferentes tirantes estando a estrutura sujeita à ação da mesma combinação, ou seja, é normal que um conjunto de tirantes exteriores aumente a sua força instalada, enquanto os tirantes mais próximos da zona dos mastros tenham o seu esforço reduzido ou vice-versa.

Na Tabela 5.8 são apresentados os valores correspondentes à variação da força no tirante T18C20 para os casos de carga condicionantes dos dois períodos sazonais. Como referido anteriormente, estes valores não podem ser vistos como um padrão para a variação da força em todos os tirantes, pois trata-se de um funcionamento estrutural conjunto com algum grau de complexidade associado, existindo grandes variações entre as forças instaladas em cada elemento de suspensão do tabuleiro.

Na Fig. 5.15 é apresentada a variação da força instalada no tirante em estudo ao longo do tempo, onde são observáveis as grandes variações existentes neste elemento, mesmo dentro do mesmo período sazonal. Observa-se uma ligeira tendência para o aumento do esforço instalado nos meses de verão e para uma diminuição nos meses de inverno, contudo tais valores não podem ser extrapolados para os tirantes vizinhos devido à complexidade do funcionamento estrutural existente. Para os tirantes apenas foi tida em conta a componente uniforme da variação de temperatura.

Tabela 5. 8 – Variação da força no tirante T18C20 sob a ação dos valores regulamentares.

	$\Delta N_{T18C20, \text{carat}}$	$\Delta N_{T18C20, \text{freq}}$	$\Delta N_{T18C20, \text{qperm}}$
Verão	104,47	62,68	52,24
Inverno	-106,77	-64,06	-53,38

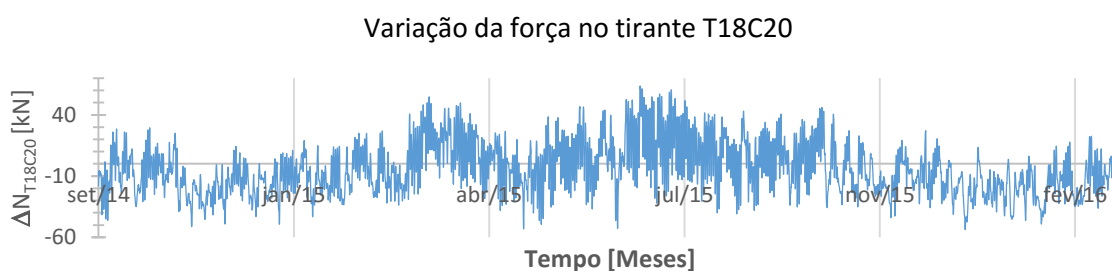


Fig. 5. 15 – Variação da força instalada no tirante T18C20 resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

Na Fig. 5.16 é apresentada a frequência absoluta da variação da força no tirante em análise. Verifica-se uma distribuição aproximadamente simétrica, com uma concentração quase total da variação dos esforços, tanto de tração como de compressão, entre os valores quase permanentes das duas situações. O valor frequente regulamentar praticamente não é igualado, verificando-se apenas 4 ocorrências de valores superiores, na situação em o tirante sofre um aumento do esforço instalado. Os esforços

resultantes das ações características definidas no regulamento nunca são alcançados, sendo esta uma situação espectral, pois este valor tem uma probabilidade de ser igualado ou excedido muito reduzida.

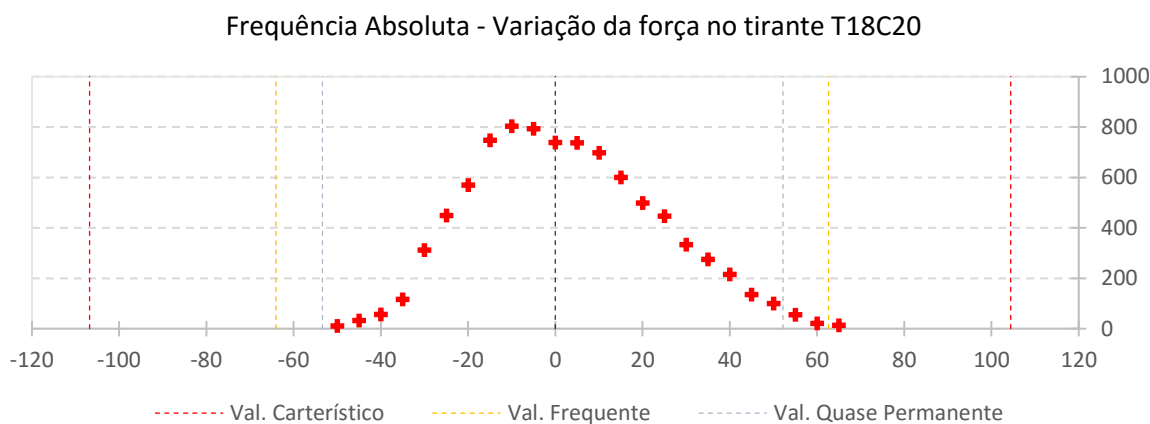


Fig. 5. 16 – Ocorrência em termos de frequência absoluta da variação da força no tirante T18C20, em kN.

Com a análise realizada ao longo do presente subcapítulo, é perceptível a importância dos momentos fletores presentes na zona dos mastros, no que diz respeito aos esforços em serviço durante o período de inverno em que existe uma predominância de momentos negativos nestas zonas, pois quando feitas combinações com ações gravíticas (como cargas permanentes e sobrecargas rodoviárias), os esforços de flexão são agravados.

Relativamente aos momentos resultantes na zona de meio vão do vão central, as situações condicionantes acontecerão durante o verão, pois devido às ações gravíticas existem momentos positivos nesta zona, que serão combinados com momentos do mesmo sinal durante este período.

Sumariamente conclui-se que os valores característicos dos esforços resultantes das ações regulamentares não são alcançados nem excedidos em todas as situações, verificando-se igualmente esta tendência relativamente às ações ambientais que solicitam a estrutura no seu local de implantação. Conclui-se desta maneira que o nível de esforços, resultantes das variações térmicas, se encontra dentro dos limites espectáveis, já que a resposta da estrutura perante as ações locais se encontra muito longe da resposta resultante do valor característico da variação de temperatura definido no regulamento, sendo a totalidade dos valores reais inferiores a este. Na Tabela 5.9 está representada a resposta da estrutura, relativamente às grandezas analisadas anteriormente, em termos de percentagem de ocorrências entre os diferentes patamares definidos regulamentarmente para as condições de serviço. Comprova-se desta maneira que a estrutura em estudo está quase na totalidade das ocorrências sujeita a esforços inferiores aos valores quase permanentes.

Tabela 5. 9 – Ocorrência, em percentagem, da resposta da estrutura em condições de serviço durante um ano.

	Flecha a 1/2 vão	Momento a 1/2 vão	Momento Mastros	Varição da força em T18C20
≤ Q. Perm.	94,2%	93,5%	96,1%	99,3%
> Q. Perm. e ≤ Freq.	4,1%	4,0%	2,6%	0,7%
> Freq. e ≤ Carat.	1,7%	2,5%	1,2%	0,0%
> Carat.	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

Apesar de não terem sido apresentados, podem ser observados no Anexo F os esforços de flexão na base dos pilares P17 e P20 e mastros P18 e P19. Esta situação é induzida pelos movimentos longitudinais do tabuleiro (causados pela componente uniforme da variação de temperatura), que nos casos em que os pilares no seu topo se encontram com os deslocamentos longitudinais condicionados por este elemento (devido à enorme rigidez axial do tabuleiro em comparação com a rigidez de flexão dos pilares) acaba por existir o seu “arrastamento” no sentido das variações de comprimento do tabuleiro. Esta situação verifica-se nos pilares P17 e P20, pois os aparelhos de apoio utilizados restringem os movimentos longitudinais e nos mastros P18 e P19, pois existem ligações monolíticas entre o tabuleiro e a parte dos mastros inferior a este elemento. A situação descrita é observável nas deformadas representadas na Fig. 5.8 a) e b).

Através do estudo efetuado é comprovada a importância das ações ambientais no dimensionamento de obras de arte de grande envergadura, resultando de tais ações importantes esforços. Muitos estudos de monitorização, abrangendo um grande período temporal, permitiram concluir que as variações de temperatura podem produzir esforços, deslocamentos ou rotações com a mesma ordem de grandeza, ou ainda superior, que os produzidos pelas cargas permanentes e sobrecargas rodoviárias a que as pontes estão sujeitas em cenários de operação correntes (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016b).

### 5.5. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DA ESTRUTURA ÀS AÇÕES TÉRMICAS COM A RESPOSTA ÀS SOBRECARGAS RODOVIÁRIAS REGULAMENTARES

Com o objetivo de aprofundar a análise da resposta da estrutura face às ações térmicas, foi feita uma comparação entre os esforços resultantes das variações de temperatura preconizadas no Eurocódigo 1, com os esforços resultantes da aplicação das sobrecargas rodoviárias, definidas no mesmo regulamento e no RSA (Regulamento de Segurança e Ações). Para as sobrecargas rodoviárias do Eurocódigo 1 foi feito o estudo considerando o modelo “*Load Model 1*”, que diz respeito à aplicação de cargas concentradas e uniformemente distribuídas, cobrindo desta maneira os efeitos respeitantes ao tráfego pesado e ligeiro.

Para o efeito, foram comparados esforços respeitantes ao momento a meio vão do vão central atirantado, ao momento nas zonas correspondentes à localização dos mastros e à variação da força instalada no tirante T18C20. Na Tabela 5.10 é possível observar o registo de tais esforços.

Tabela 5. 10 – Comparação entre os esforços resultantes das ações térmicas e os resultantes das sobrecargas rodoviárias.

		Ação Térmica	Load Model 1	RSA	Ação Térmica/LM1	Ação Térmica/RSA
Momento a 1/2 Vão [MN.m]	Verão	38,33	116,6	93,5	33%	41%
	Inverno	-16,11	116,6	93,5	14%	17%
Momento Mastros [MN.m]	Verão	45,28	-164,3	-144,6	28%	31%
	Inverno	-24,46	-164,3	-144,6	15%	17%
$\Delta F$ T18C20 [kN]	Verão	104,47	1241	1108,6	8%	9%
	Inverno	-106,77	1241	1108,6	9%	10%

Através da observação da tabela anterior, constata-se uma preponderância dos momentos fletores na combinação de verão das ações térmicas em relação à combinação de inverno, tanto a meio vão como na zona dos mastros, pois os momentos fletores resultantes de tais ações em situações de verão representam cerca de 30% dos resultantes das sobrecargas rodoviárias, enquanto na combinação de inverno apenas correspondem a cerca de 15%, considerando como termo de comparação os esforços resultantes do modelo de carga do Eurocódigo 1.

Considerando uma combinação de esforços entre os resultantes das ações térmicas e os resultantes das sobrecargas rodoviárias, verifica-se que a situação que mais esforços implica na secção de meio vão do vão principal, diz respeito à combinação de verão, pois constata-se a existência de momentos com o mesmo sentido, tendo neste caso os esforços resultantes das ações térmicas grande importância. Relativamente à mesma secção, durante o período de inverno não se verificam situações críticas, pois a acrescentar ao facto de o momento resultante das ações térmicas não apresentar grande relevância (quando comparado com a situação respeitante às sobrecargas rodoviárias), verifica-se a ocorrência de momentos de sinais contrários. Na zona dos mastros, os momentos resultantes ao nível do tabuleiro, quando feita a combinação de ações mencionada anteriormente, têm o mesmo sentido durante o inverno, representando por esse motivo as secções mais solicitadas durante este período, sendo favorável o facto de as ações térmicas introduzirem esforços correspondentes a apenas 15% dos relativos às sobrecargas rodoviárias. Na situação de verão, apesar dos momentos resultantes das variações de temperatura apresentarem uma maior importância (cerca de 30%), são de sinal contrário, existindo desta maneira uma compensação de esforços.

Pelo facto de apresentarem menor rigidez axial face à rigidez dos restantes elementos estruturais do viaduto, a ordem de grandeza das variações dos esforços instalados nos tirantes, resultantes das variações de temperatura, é baixa quando comparada com a variação do esforço instalado devido às sobrecargas rodoviárias. Constata-se que apenas representam cerca de 8% dos esforços tidos como base de comparação (LM 1).

Foi feita uma comparação similar à descrita anteriormente para os valores preconizados no RSA com o objetivo de providenciar uma interpretação mais clara do comportamento estrutural. Genericamente não se verificaram alterações significativas nos resultados, sendo apenas observado um ligeiro aumento das percentagens associadas aos esforços resultantes das variações térmicas.



# 6

## CONCLUSÃO

### 6.1. CONCLUSÕES

A temática abordada ao longo desta dissertação foi essencialmente a modelação numérica do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo. A modelação foi feita de maneira a que em futuros trabalhos fosse possível a introdução do processo construtivo da obra de arte, o seu histórico de carregamento e as amaduras com o objetivo de possibilitar futuras análises não lineares. Foi igualmente tida em consideração a possibilidade da modelação dos restantes viadutos laterais em estudos posteriores.

A validação do modelo realizado com o ensaio de carga foi efetuada com sucesso, visto a existência de uma aproximação bastante aceitável entre os resultados obtidos numericamente e os medidos durante o ensaio. Foi notável uma aproximação superior entre os resultados junto ao mastro P19, levando a concluir que nesta zona, o sub-viaduto central tem um comportamento mais flexível em relação ao mastro P18.

Relativamente à resposta da estrutura sob carregamentos verticais estáticos, verificou-se uma aproximação superior entre os resultados numéricos e os medidos durante o ensaio de carga quando a solicitação é simétrica. Sob a ação de solicitações assimétricas observou-se uma maior divergência dos resultados. Com o objetivo de perceber as possíveis causas de tal comportamento estrutural, foi considerado o bloqueio total dos aparelhos de apoio na direção longitudinal, sendo que nesta situação, sob carregamentos assimétricos, os resultados aproximaram-se de forma considerável, mantendo-se praticamente inalterados os resultados provenientes de solicitações simétricas. Este estudo permitiu concluir que possivelmente o atrito dos aparelhos de apoio condiciona de forma importante o comportamento estrutural, refletindo-se tal fenómeno principalmente nos deslocamentos e rotações dos mastros.

Foram feitas algumas análises com o objetivo de perceber a resposta da estrutura face às ações ambientais. Primeiramente tais estudos passaram pela comparação das séries temporais da variação de temperatura uniforme e diferencial, obtidas por simulação numérica considerando as medições de uma estação meteorológica próxima do local das grandezas que caracterizam as condições fronteiras do problema térmico, como sejam a temperatura do ar exterior e interior ao caixão, a radiação solar e a velocidade do vento (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b), com os valores característicos, frequentes e quase permanentes definidos no Eurocódigo 1. Esta comparação permitiu perceber, que a ordem de grandeza das ações desta natureza presentes no local de implantação da obra, na maior parte dos casos não vai além do valor frequente definido regulamentarmente, estando a maioria das ocorrências entre os valores quase permanentes de variações positivas e negativas.

Com a aplicação das ações regulamentares ao modelo de elementos finitos desenvolvido foi perceptível que os esforços presentes no viaduto em situações correntes, resultantes das condições ambientais envolventes, maioritariamente não vão além do valor frequente resultante das ações definidas na norma. Foi comprovada igualmente a não ocorrência do valor característico dos esforços resultantes deste tipo de solicitação à estrutura, durante o período analisado.

Com o objetivo de perceber a ordem de grandeza dos esforços resultantes das ações térmicas preconizados regulamentarmente, foram comparados tais esforços com os resultantes das sobrecargas rodoviárias regulamentares, concluindo-se que nas situações mais desfavoráveis representam cerca de 30% desse valor.

Com o estudo do comportamento do viaduto sob as ações ambientais é evidente a importância dos esforços resultantes na estrutura, pois este tipo ações, excluindo as ações sísmicas, são a principal causa de movimentos horizontais, sendo por isso muito importante o controlo dos esforços resultantes em situações de serviço. Muitas vezes, os esforços resultantes deste tipo de ações poderão ter uma ordem de grandeza similar aos esforços resultantes das cargas permanentes ou sobrecargas rodoviárias a que as pontes estão sujeitas em cenários de operação correntes.

É importante realçar a existência de modelos numéricos devidamente calibrados com os resultados da monitorização contínua, sendo estes uma boa ferramenta para a prevenção e controlo de anomalias estruturais.

A realização deste trabalho de modelação, apesar de ter sido um processo moroso e com algum grau de dificuldade associado, foi um fator de motivação para o autor bem como um desafio aliciante durante todo o seu desenvolvimento.

## **6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Para o autor é claro que o trabalho de modelação realizado não se encontra concluído, sendo ele um processo contínuo de calibração com os resultados da monitorização estrutural, de maneira a retratar da melhor forma possível o comportamento real da estrutura. Um dos primeiros passos, no que diz respeito à continuação do trabalho realizado, consiste na modelação dos sub-viadutos poente e nascente, com o objetivo de estudar o comportamento estrutural conjunto do Viaduto do Corgo.

Com a introdução do histórico de carregamento da estrutura, bem como de todas as armaduras, serão possíveis análises mais avançadas não lineares. Tais análises saem fora do âmbito da presente dissertação, contudo devido ao facto de o modelo estar preparado para a introdução dessas componentes, são perfeitamente realizáveis em trabalhos futuros.

Com a existência de um modelo com o processo construtivo e todas as armaduras modeladas, serão possíveis simulações de cenários de dano, criando desta maneira uma base de dados com informações acerca de rotinas de comportamento do viaduto, sendo dessa maneira possíveis estudos no sentido da deteção de anomalias estruturais, melhorando o processo de monitorização contínua da obra de arte.

Para perceber o comportamento dos aparelhos de apoio a existência de um modelo com o comportamento não linear destes elementos seria indicado, sendo por este motivo sugerida a sua realização, possibilitando o desenvolvimento de estudos com o intuito de compreender fenómenos relacionados com o atrito que com certeza serão motivo de esforços nos pilares, condicionando o comportamento estrutural do viaduto, como foi comprovado ao longo da dissertação.

Devido ao elevado grau de complexidade do comportamento estrutural existente, seria indicado o desenvolvimento de modelos numéricos localizados, com o objetivo da percepção do processo de transmissão de cargas entre os tirantes, o tabuleiro e os mastros, bem como do comportamento estrutural das diagonais metálicas interiores à secção na zona suspensa, por exemplo.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ali, HM e AM Abdel-Ghaffar. 1995. "Modeling the nonlinear seismic behavior of cable-stayed bridges with passive control bearings". *Computers & Structures* no. 54 (3):461-492.
- AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, SENER e LCW. 2010a. "Subconcessão Auto-Estrada Transmontana. A4/IP4 - Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha. Lote1. Projecto de Execução. Obras de Arte Especiais. Viaduto do Corgo: Memória Descritiva e Justificativa".
- AutoestradasXXI, Estradas de Portugal, SENER e LCW. 2010b. "Subconcessão Auto-Estrada Transmontana. A4/IP4 - Vila Real (Parada de Cunhos)/Quintanilha. Lote 1. Projecto de Execução. Obras de Arte Especiais. Viaduto do Corgo: Peças desenhadas".
- Barata, Victor. 2012. "Viaduto do Corgo da AE Transmontana". *Encontro Nacional Betão Estrutural-BE2012*.
- Benaim, Robert. 2008. *The design of prestressed concrete bridges*. Taylor & Francis Oxfordshire, UK.
- CEN. 2009. *Eurocódigo 1 ações em estruturas NP EN 1991-1-5: 2009 Parte 1-5 ações gerais. Ações térmicas*. Caparica: IPQ.
- CEN. 2010. "Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1992-1-1".
- Chatterjee, Sukhen X. 2008. *The design of modern steel bridges*. John Wiley & Sons.
- Chen, Wai-Fah e Lian Duan. 2014. *Bridge Engineering Handbook: Construction and Maintenance*. CRC press.
- Ernst, J. H. 1965. "Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchanges". *Des Bauingenieur* no. 40:52-55.
- Félix, Carlos, Carlos Rodrigues, Rémy Faria, Joaquim Figueiras, Luís Afonso e Victor Barata. 2012. "Conceção e implementação do sistema de monitorização estrutural do Viaduto do Corgo". *BE2012-Encontro Nacional Betão Estrutural 2012*.
- Gimsing, N. J. 1997. "CABLE SUPPORTED BRIDGES: CONCEPT AND DESIGN".
- LABEST/FEUP e NewMENSUS Lda. 2014. "Ensaio de receção ao Viaduto sobre o Vale do Rio Corgo".

- Ltd, BBR VT International. "<http://www.bbrnetwork.com/technologies/stay-cables/hiam-cona-stay.html>". Acedido a 13/06/2016.
- Manie, Jonna e TNO DIANA BV. 2011. "User's Manual, Release 9.4.4, Teacher Edition".
- Menn, Christian. 2012. *Prestressed concrete bridges*. Birkhäuser.
- Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes. 1994. *R.S.A. anotado Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes - D.L. 235/83*. Vol. 2ª ed, Aprender construção civil. Queluz: Edições EPGE.
- Pedro, José J. Oliveira. 2010. *Pontes de Tirantes: Conceção, Dimensionamento e Construção (D. F. A. em Engenharia de Estruturas)*. Editado por Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Structurae. "<https://structurae.net/structures/rio-antirrio-bridge>". Acedido a 04/06/2016.
- Svensson, Holger. 2013. *Cable-stayed bridges: 40 years of experience worldwide*. John Wiley & Sons.
- Tomé, E. S., M. Pimentel e J. Figueiras. 2016a. "Análise e simulação da resposta estrutural de uma obra de arte atirantada sob a ação térmica". Comunicação apresentada em Encontro Nacional Betão Estrutural, em Coimbra. 2016.
- Tomé, E. S., M. Pimentel e J. Figueiras. 2016b. "Evaluation of data-driven methods for damage detection under environmental effects - application to a cable-stayed bridge". Comunicação apresentada em European Workshoop on Structural Health Monitoring, em Bilbau. 2016.
- Tomé, Emanuel Rodrigues de Sousa. 2012. *Modelação do faseamento construtivo do sub-viaduto central do Viaduto do Corgo em Vila Real*. Editado por Miguel Ângelo Carvalho Ferraz, Joaquim de Azevedo Figueiras e Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros. Porto:: FEUP.
- Walther, René. 1999. *Cable stayed bridges*. Thomas Telford.





## **ANEXOS**



ANEXO A – REPRESENTAÇÃO DAS GRANDEZAS MEDIDAS NO ENSAIO DE CARGA

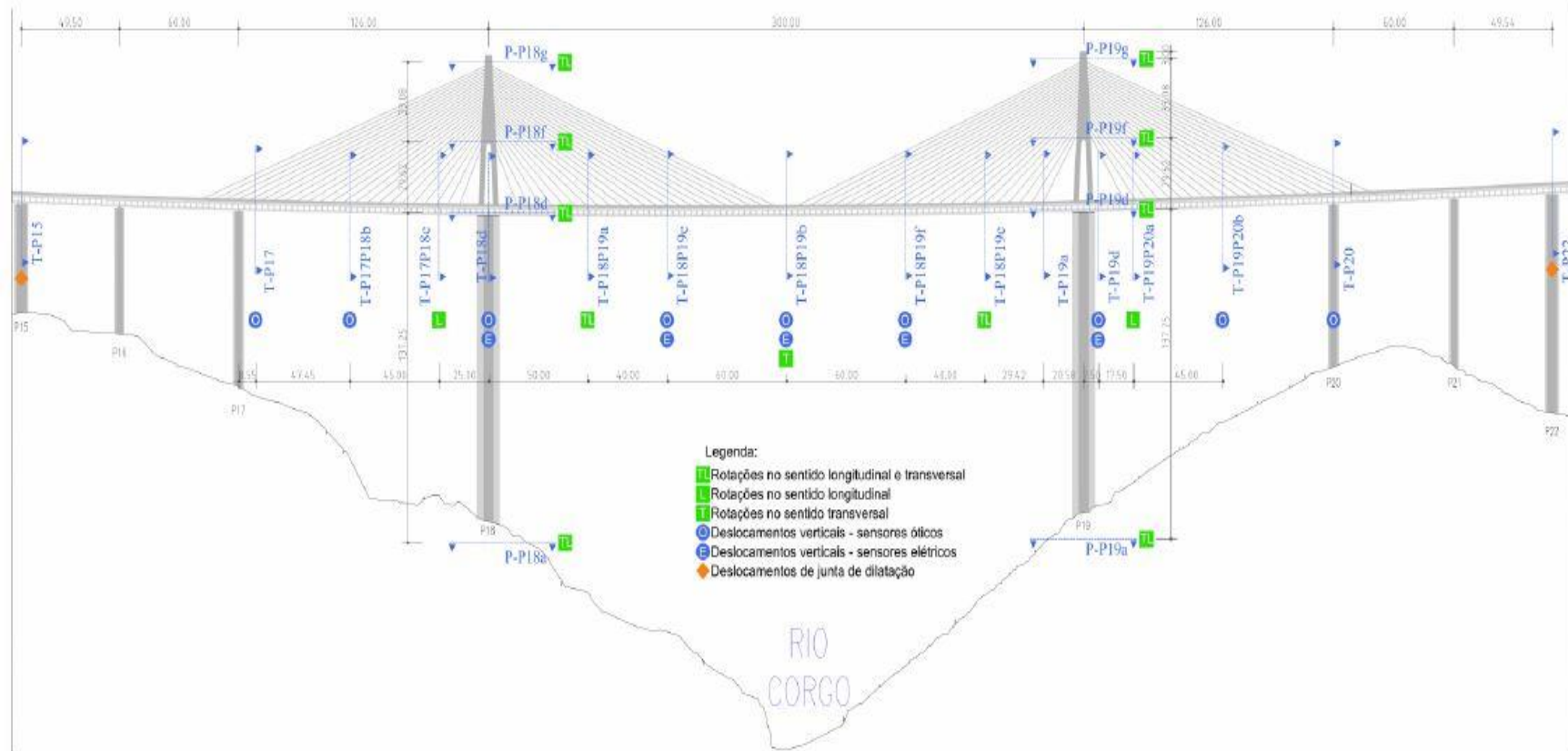


Fig. A. 1 - Grandezas medidas e sua localização no Sub-Viaduto Central. Referido em (LABEST/FEUP e NewMENSUS 2014).



## ANEXO B – POSIÇÃO DOS VEÍCULOS REFERENTES AO PERCURSO II DO ENSAIO DE CARGA

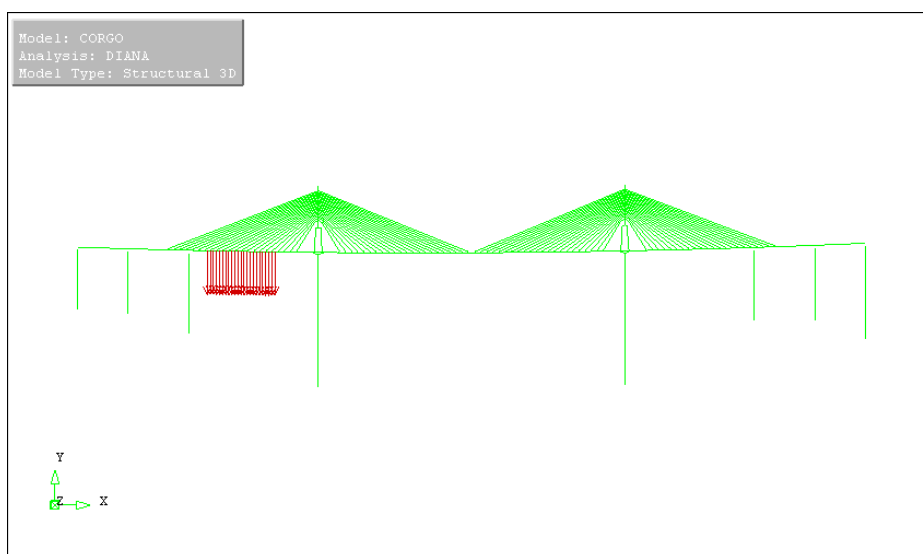


Fig. B. 1 – Representação do caso de carga CC12 do ensaio de receção (conteúdo do ecrã iDIANA).

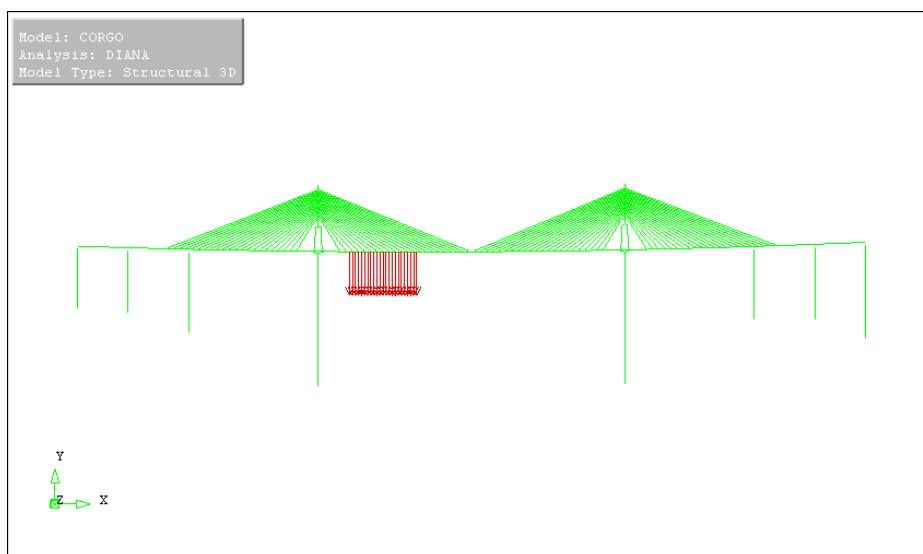


Fig. B. 2 – Representação do caso de carga CC13 do ensaio de receção (conteúdo do ecrã iDIANA).

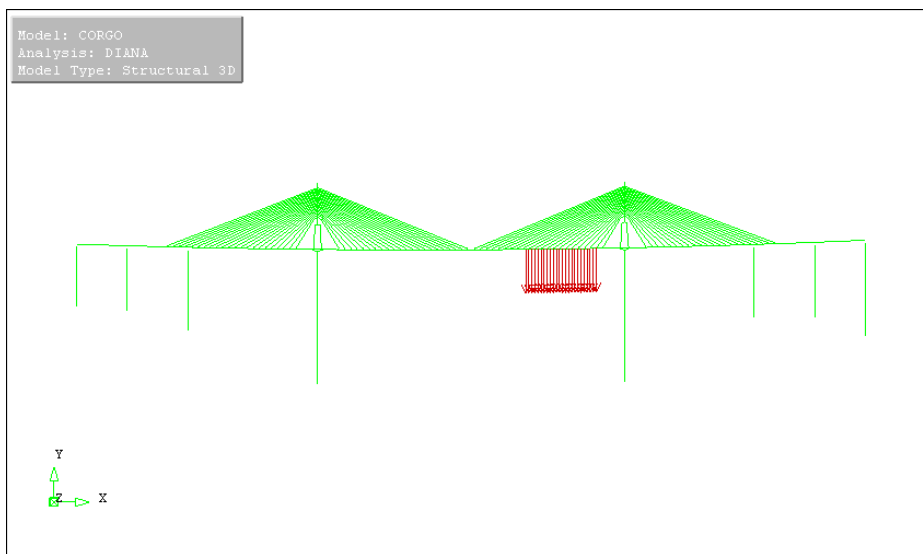


Fig. B. 3 – Representação do caso de carga CC15 do ensaio de receção (conteúdo do ecrã iDIANA).

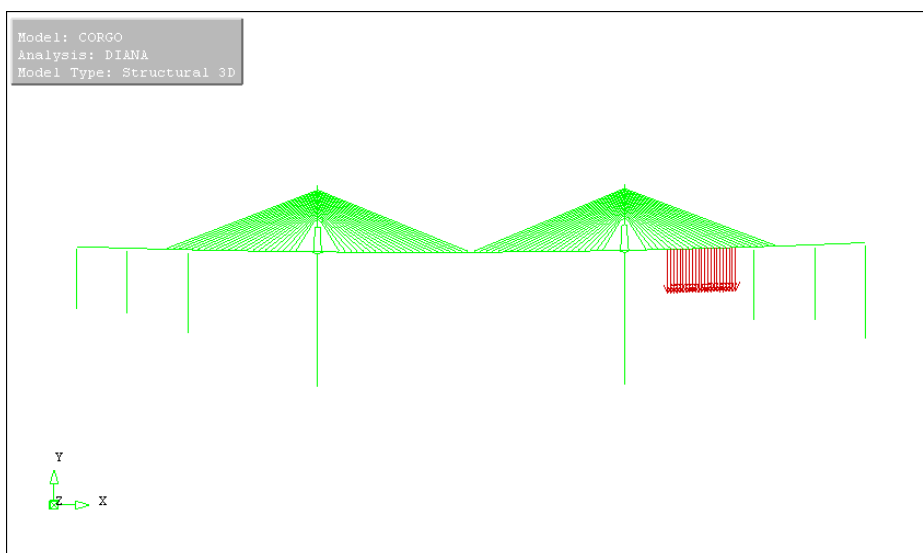


Fig. B. 4 – Representação do caso de carga CC16 do ensaio de receção (conteúdo do ecrã iDIANA).

## ANEXO C – DEFORMADAS REFERENTES AO PERCURSO II DO ENSAIO DE CARGA

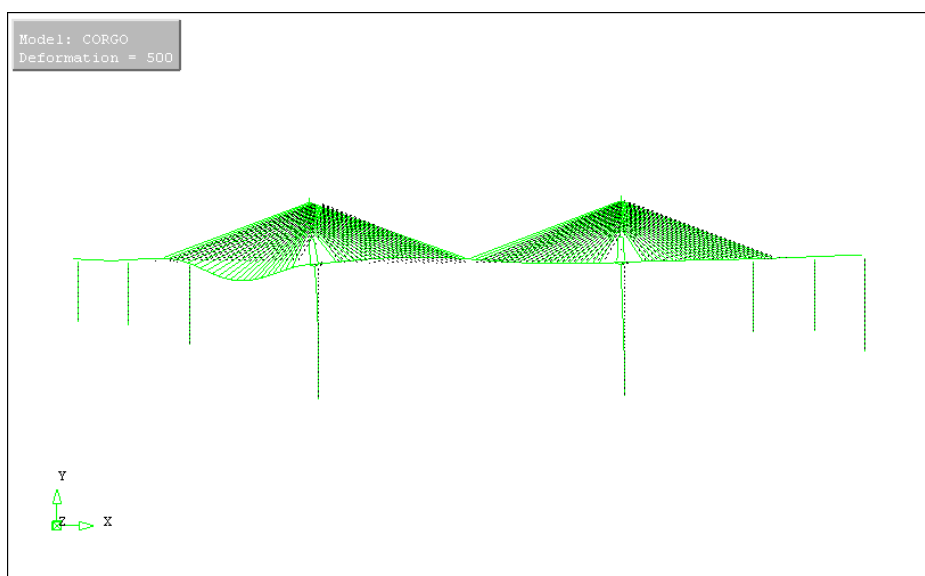


Fig. C. 1 – Deformada do SVC sob a ação de CC12. Amplificação de 500 vezes (conteúdo do ecrã iDIANA).

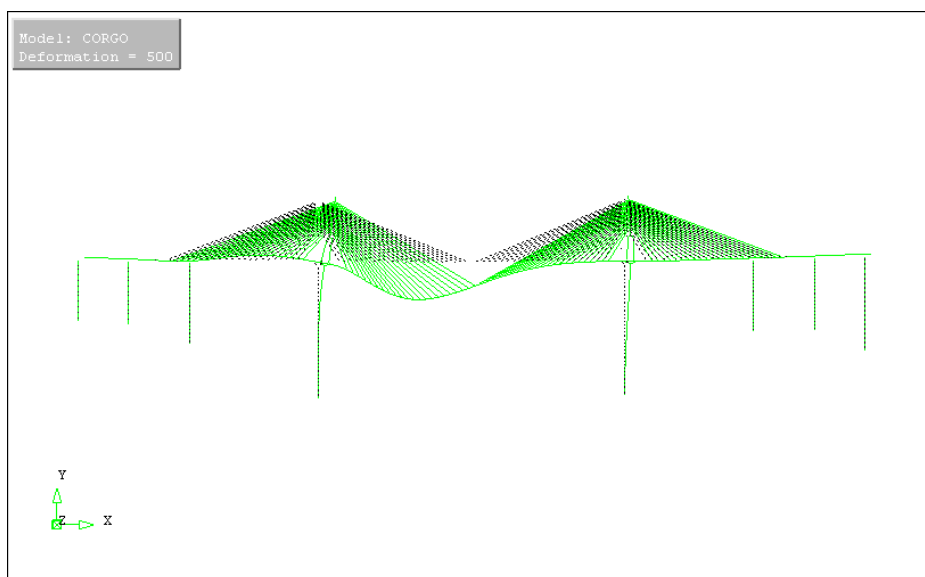


Fig. C. 2 – Deformada do SVC sob a ação de CC13. Amplificação de 500 vezes (conteúdo do ecrã iDIANA).

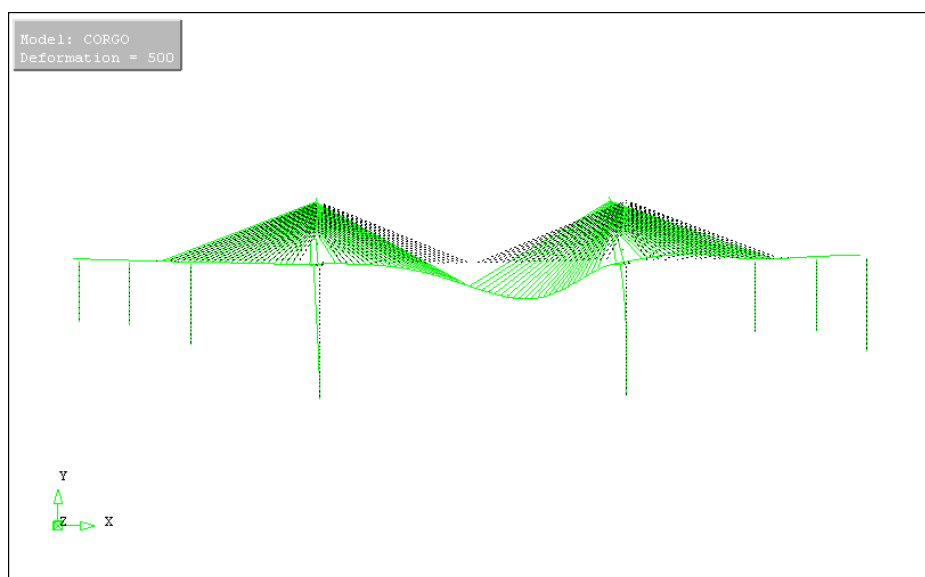


Fig. C. 3 – Deformada do SVC sob a ação de CC15. Amplificação de 500 vezes (conteúdo do ecrã iDIANA).

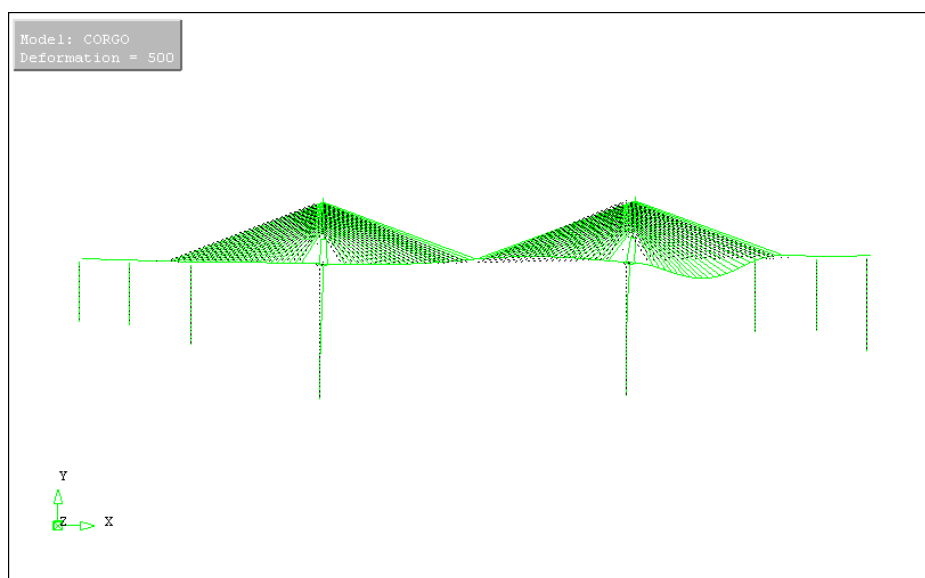


Fig. C. 4 – Deformada do SVC sob a ação de CC16. Amplificação de 500 vezes (conteúdo do ecrã iDIANA).

## ANEXO D – AÇÕES TÉRMICAS PARA OS PILARES E MASTROS

### D.1. PILARES P15 E P22

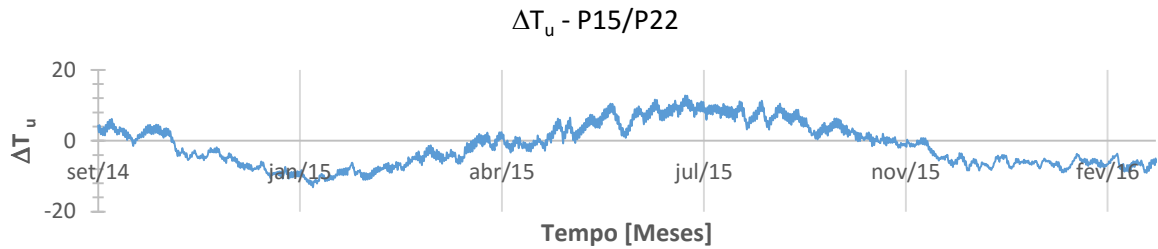


Fig. D. 1 – Evolução da componente uniforme da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

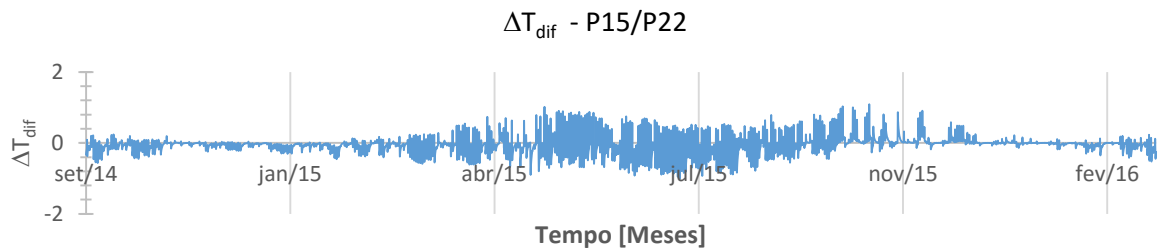


Fig. D. 2 – Evolução da componente diferencial da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

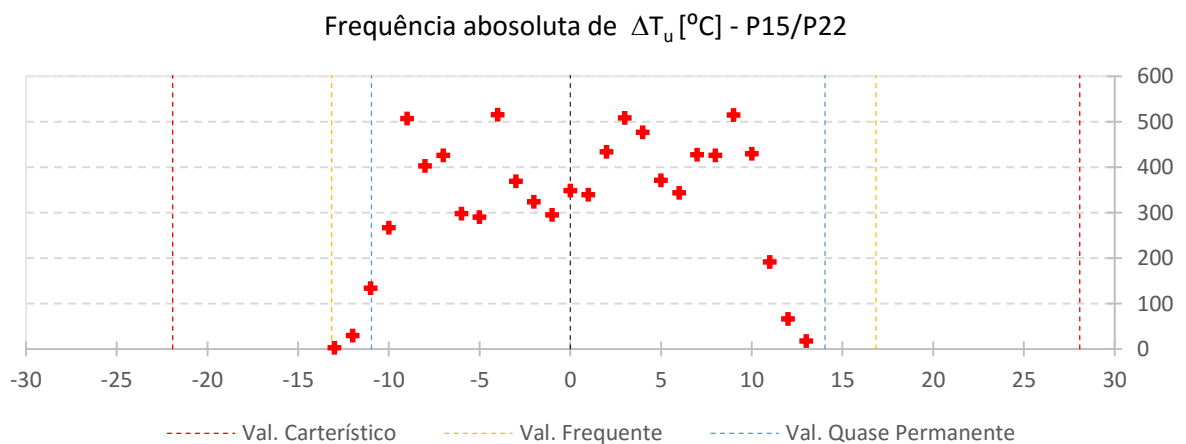


Fig. D. 3 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura.

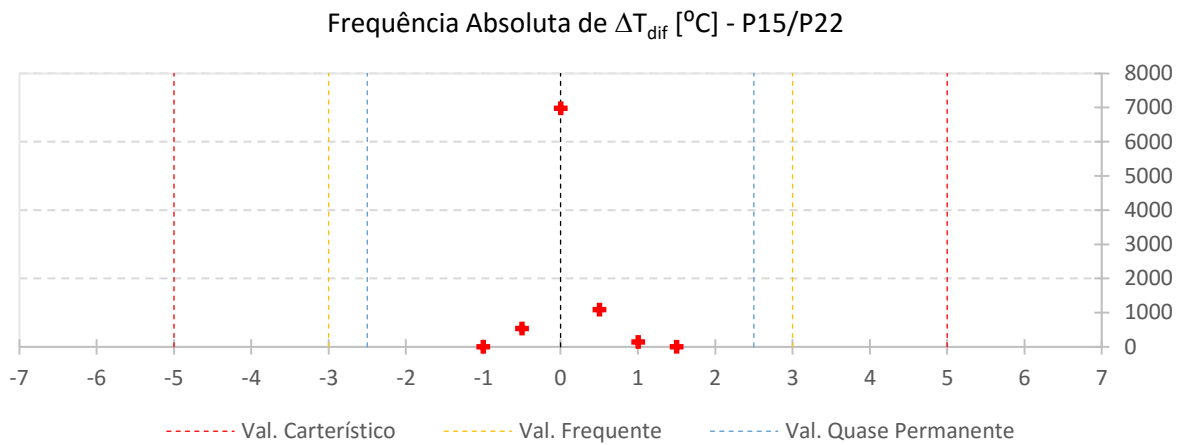


Fig. D. 4 – Ocorrência da componente diferencial da variação da temperatura.

## D.2. PILARES P16 E P21

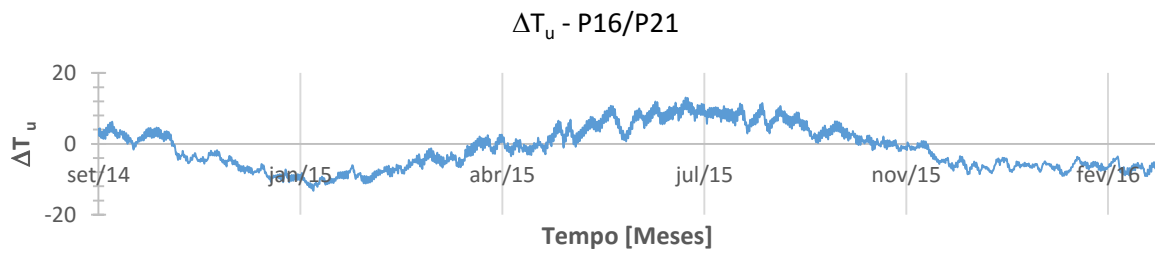


Fig. D. 5 – Evolução da componente uniforme da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

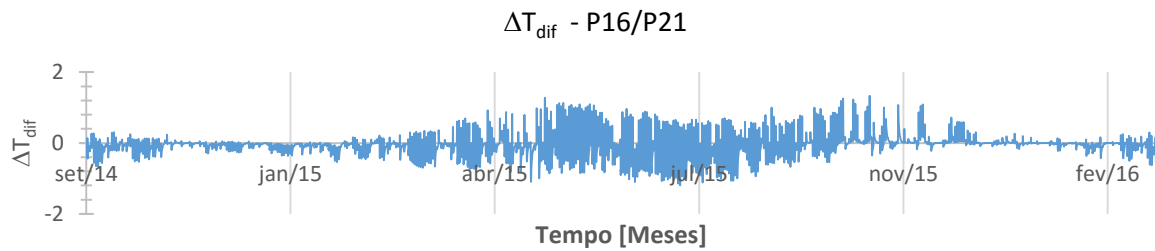


Fig. D. 6 – Evolução da componente diferencial da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

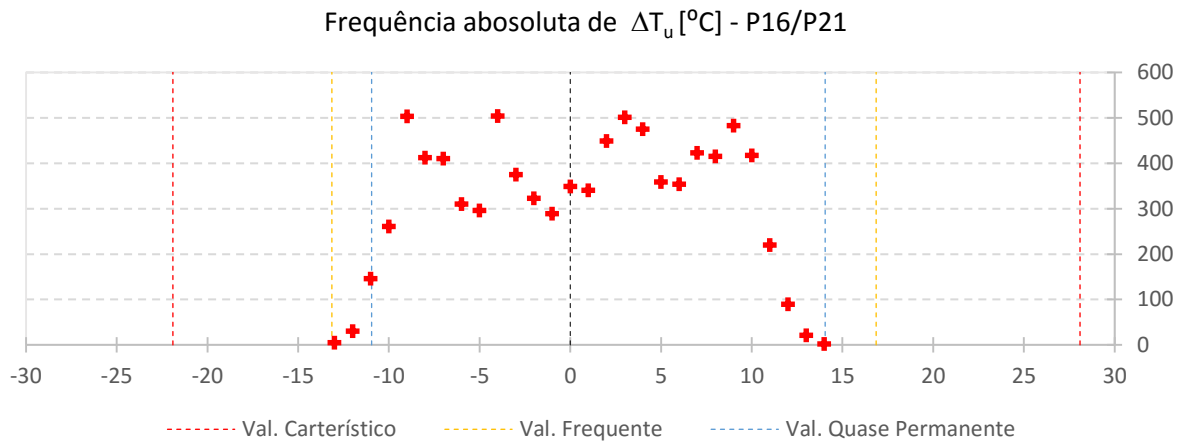


Fig. D. 7 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura.

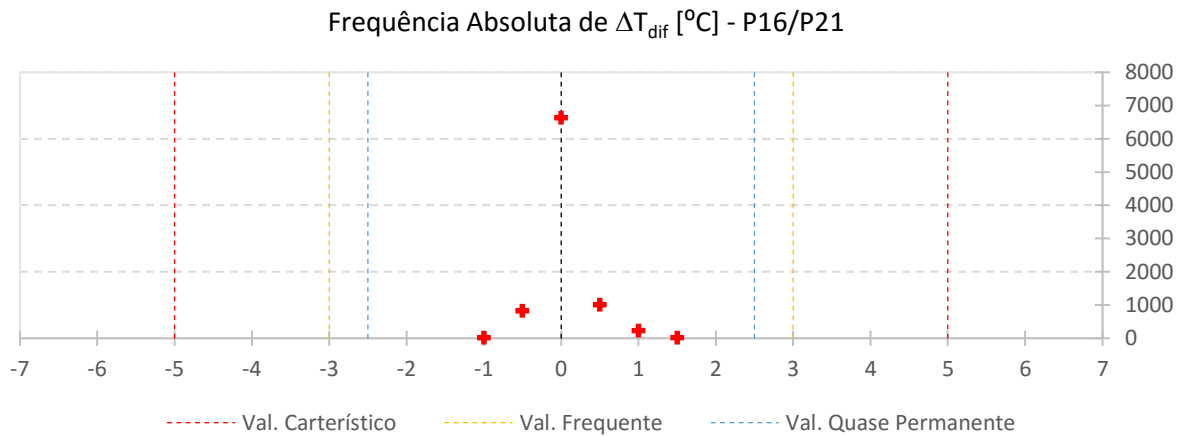


Fig. D. 8 – Ocorrência da componente diferencial da variação da temperatura.

### D.3. PILARES P17 E P20

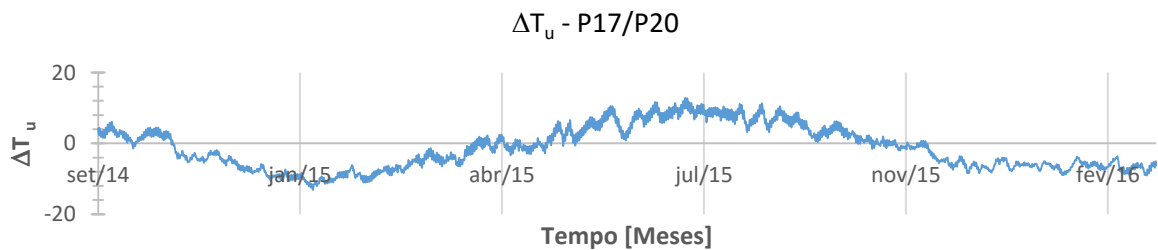


Fig. D. 9 – Evolução da componente uniforme da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

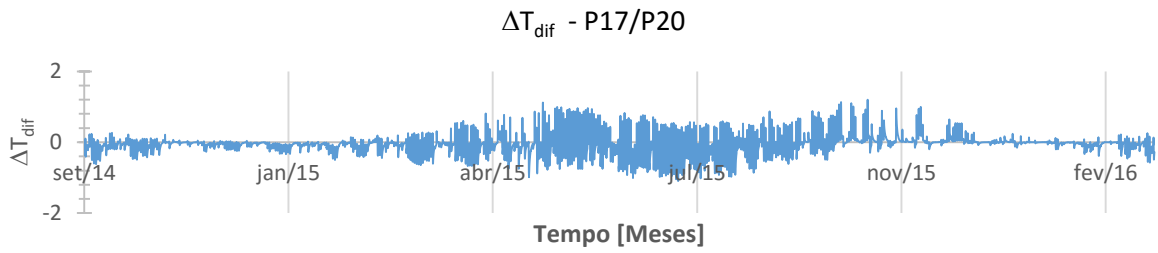


Fig. D. 10 – Evolução da componente diferencial da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

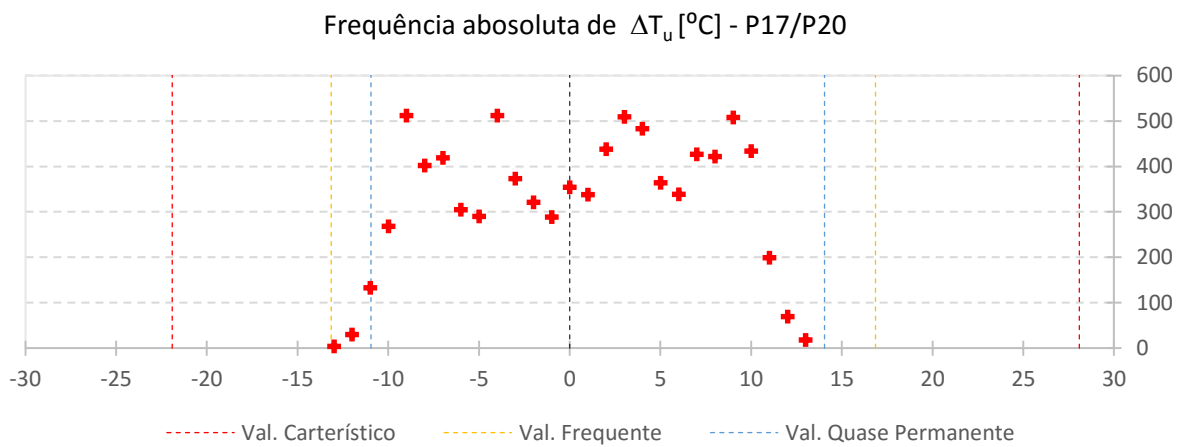


Fig. D. 11 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura.

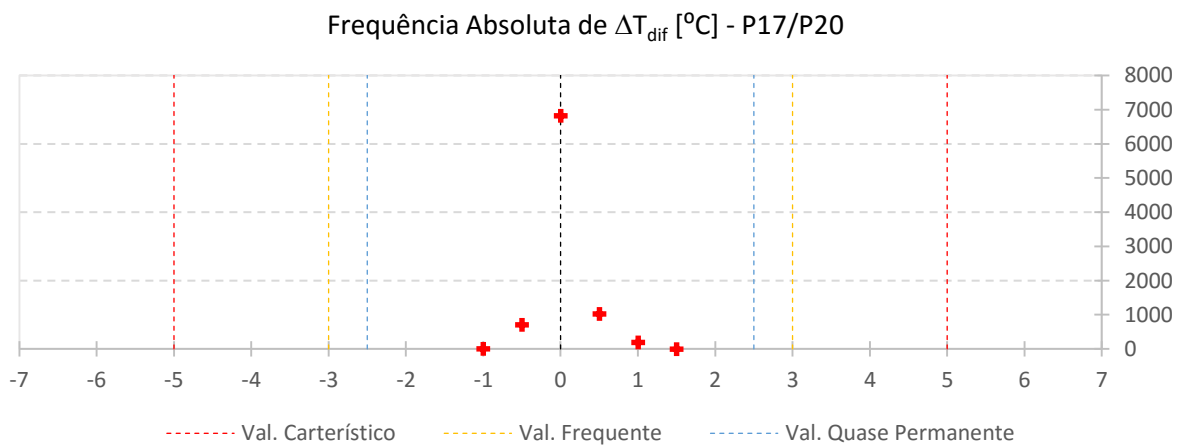


Fig. D. 12 – Ocorrência da componente diferencial da variação da temperatura.

D.4. PILARES P18 E P19

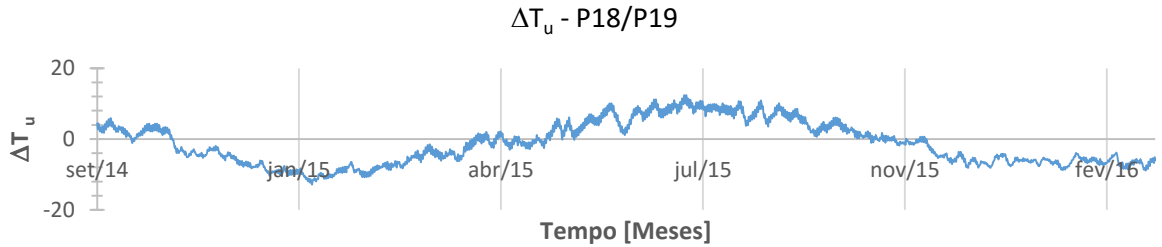


Fig. D. 13 – Evolução da componente uniforme da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

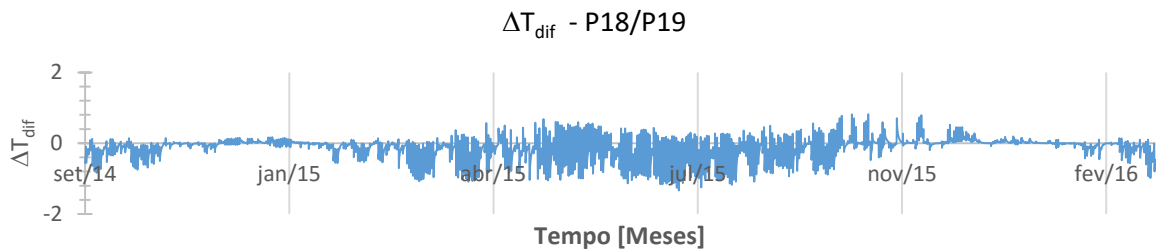


Fig. D. 14 – Evolução da componente diferencial da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

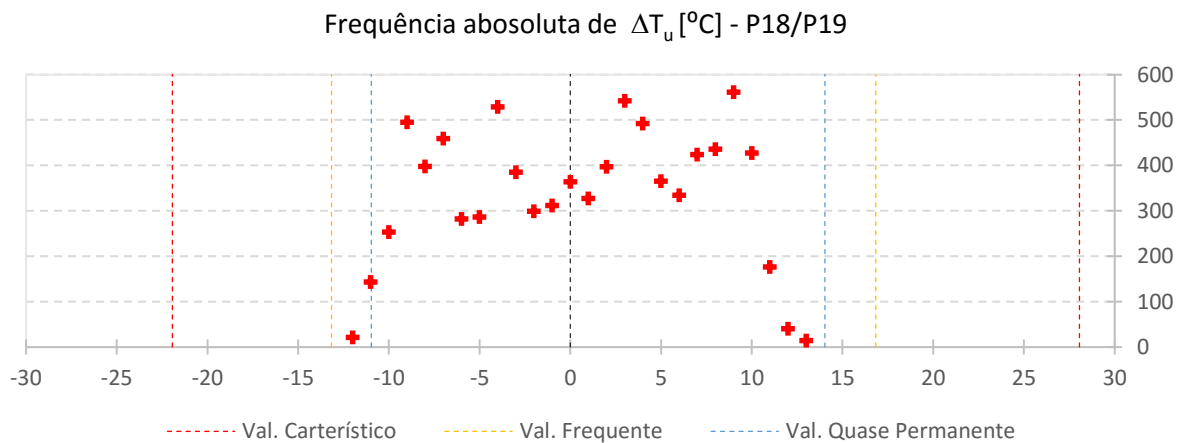


Fig. D. 15 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura.

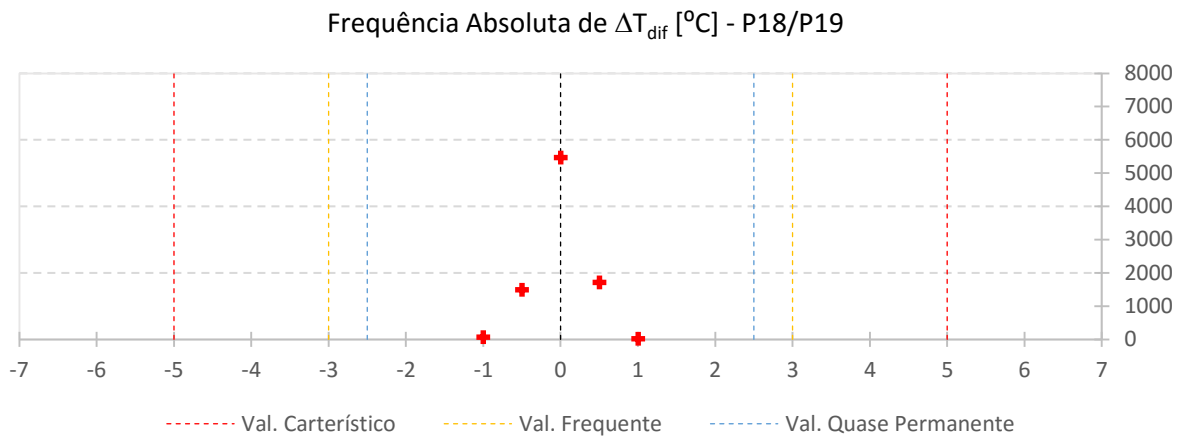


Fig. D. 16 – Ocorrência da componente diferencial da variação da temperatura.

**D.5. TOPO DOS MASTROS**

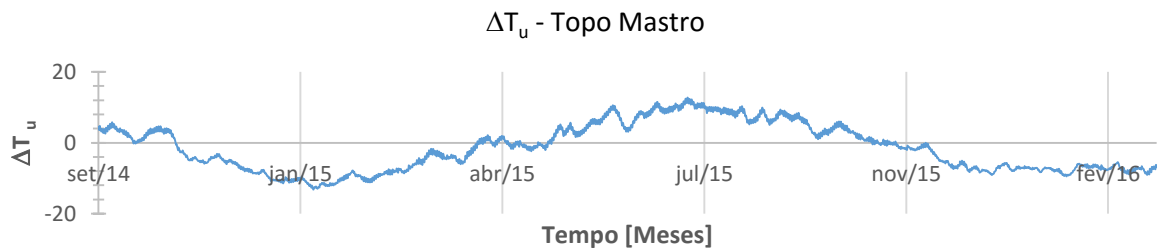


Fig. D. 17 – Evolução da componente uniforme da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

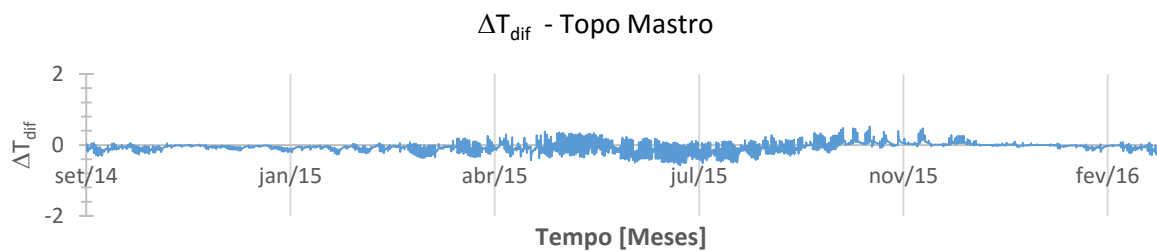


Fig. D. 18 – Evolução da componente diferencial da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

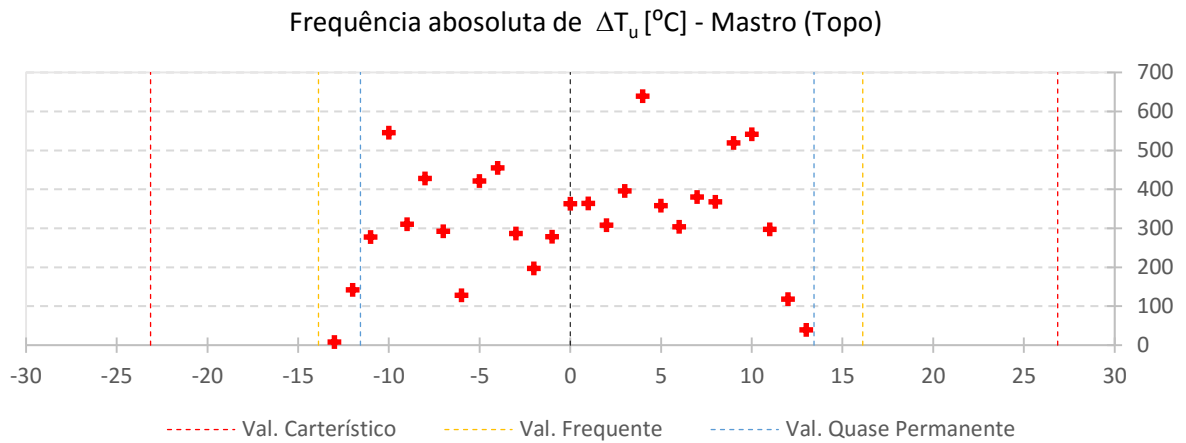


Fig. D. 19 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura.

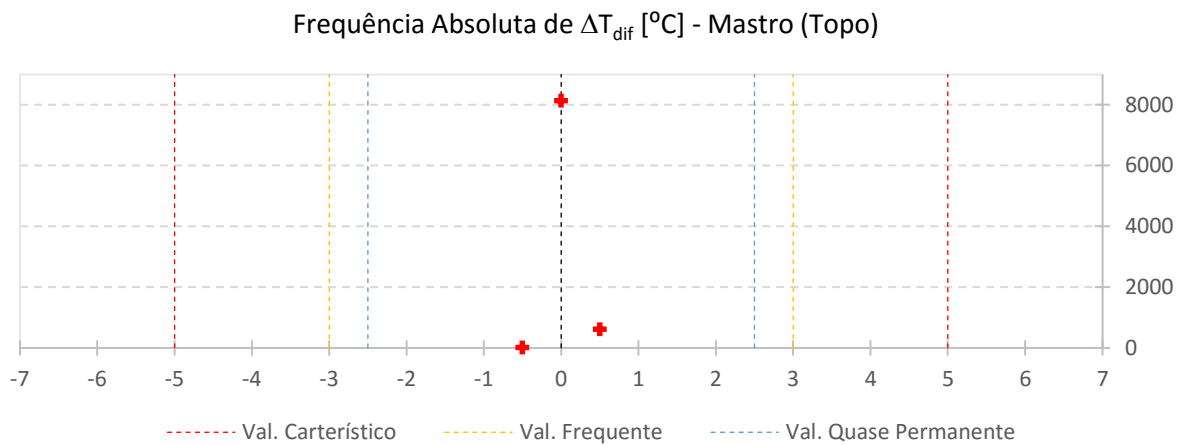


Fig. D. 20 – Ocorrência da componente diferencial da variação da temperatura.

#### D.6. ZONA BIFURCADA DOS MASTROS

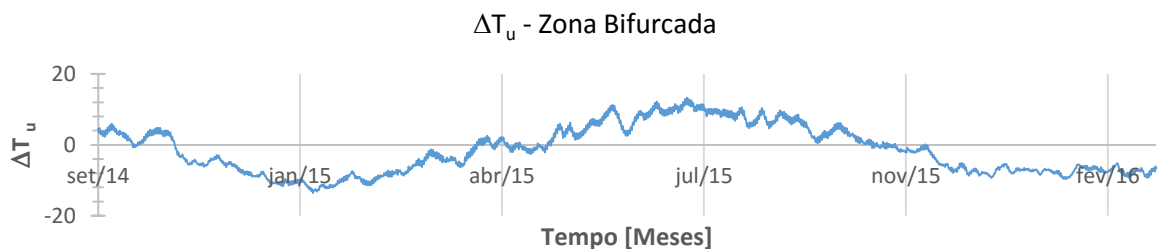


Fig. D. 21 – Evolução da componente uniforme da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

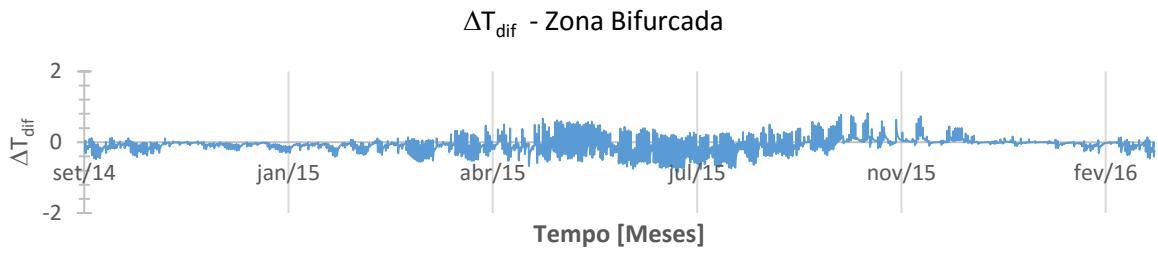


Fig. D. 22 – Evolução da componente diferencial da variação de temperatura, em °C (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

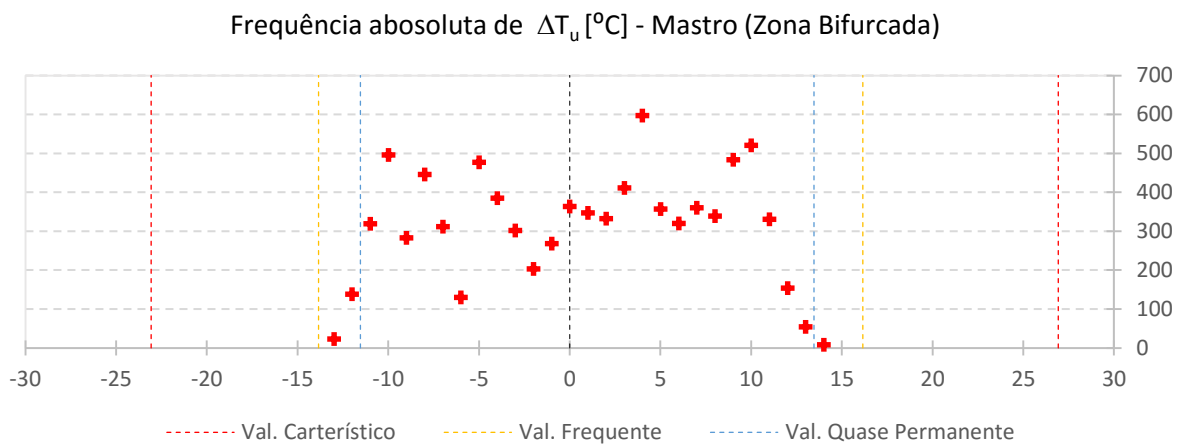


Fig. D. 23 – Ocorrência da componente uniforme da variação da temperatura.

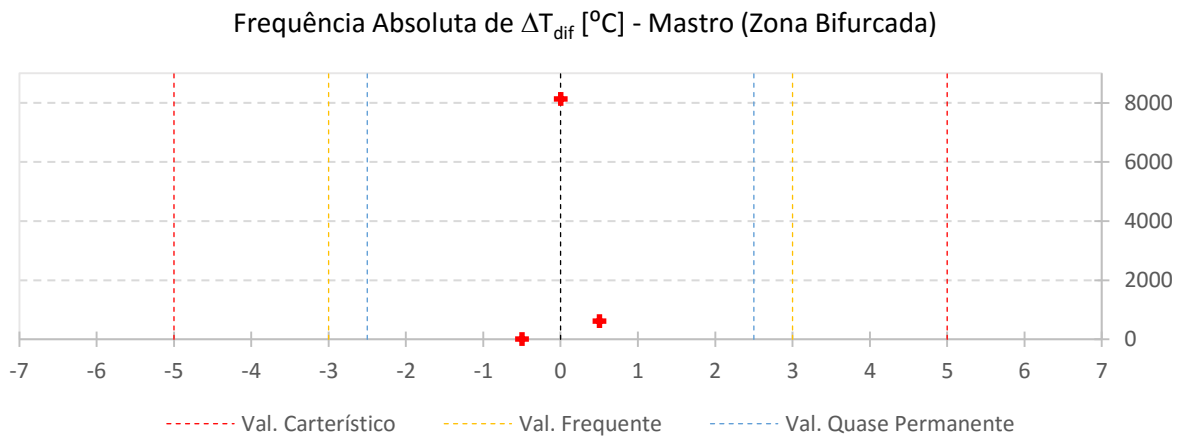


Fig. D. 24 – Ocorrência da componente diferencial da variação da temperatura.

**ANEXO E – DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES RESULTANTES DOS DIFERENTES CASOS DE CARGA PARA O CÁLCULO DAS AÇÕES RELATIVAS À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DEFINIDAS NO EUROCÓDIGO**

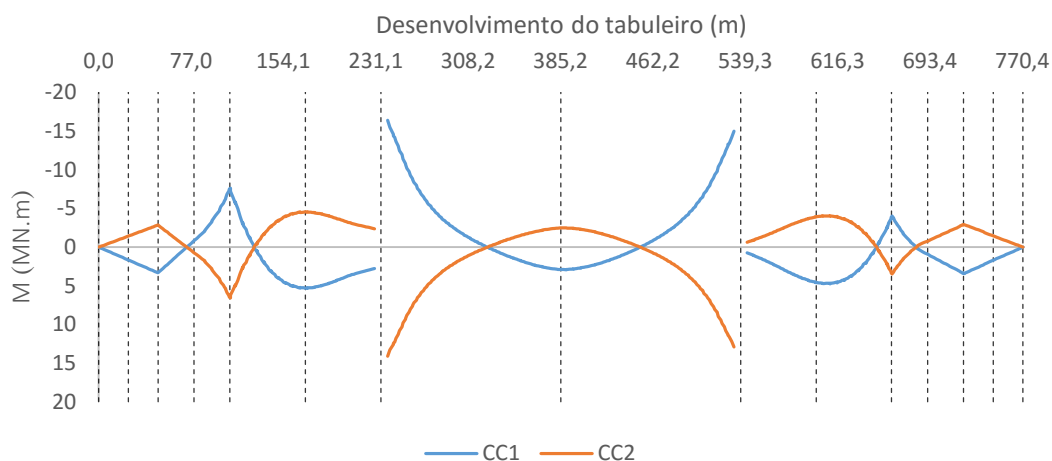


Fig. E. 1 – Caso de carga CC1 ( $\Delta T_u^+ = 26,87^\circ\text{C}$  em todos os elementos) e CC2 ( $\Delta T_u^- = -23,13^\circ\text{C}$  em todos os elementos).

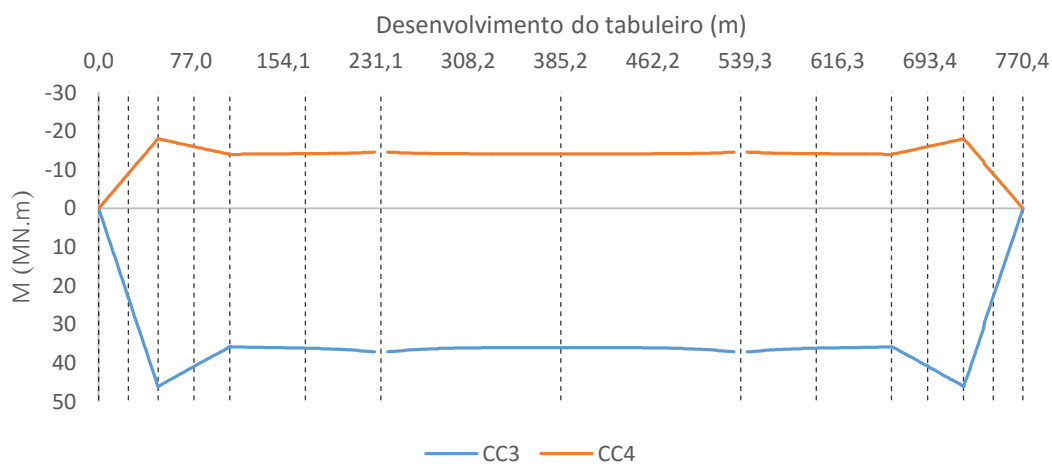


Fig. E. 2 – Caso de carga CC3 ( $\Delta T_{dif}^+ = 12,75^\circ\text{C}$  no tabuleiro) e CC4 ( $\Delta T_{dif}^- = -5^\circ\text{C}$  no tabuleiro).

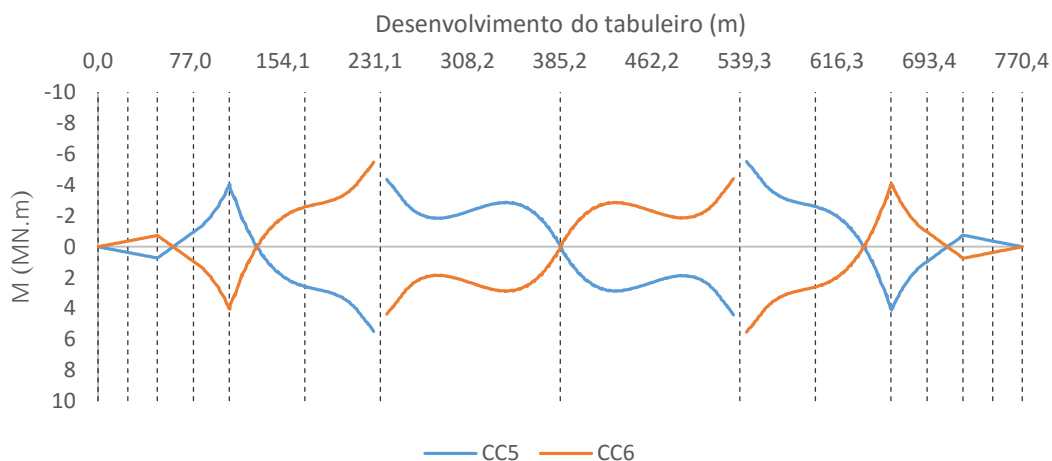


Fig. E. 3 – Caso de carga CC5 ( $\Delta T_{dif}^+ = 5^\circ\text{C}$  nos pilares e mastros) e CC6 ( $\Delta T_{dif}^- = -5^\circ\text{C}$  nos pilares e mastros).

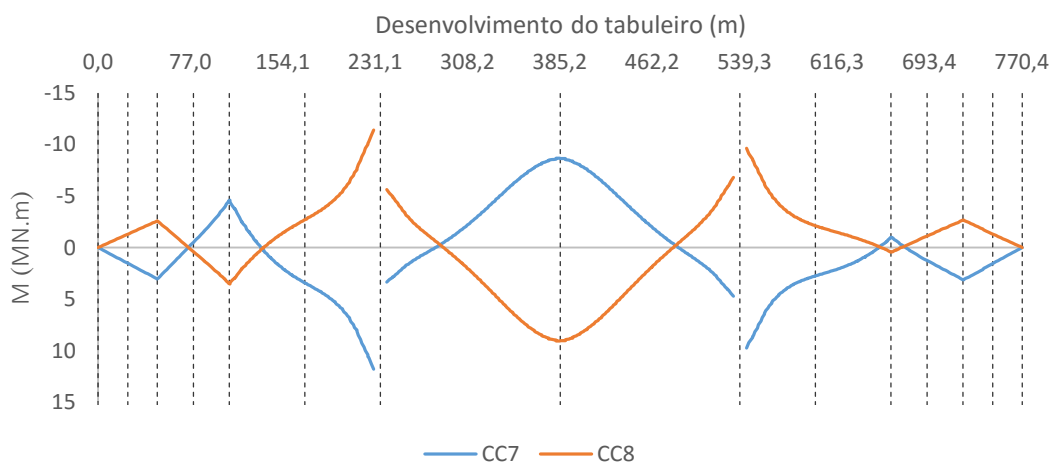


Fig. E. 4 – Caso de carga CC7 ( $\Delta T_u^+ = 26,87^\circ\text{C}$  no tabuleiro, mastros e pilares combinado com  $\Delta T_u^+ = 16,87^\circ\text{C}$  nos tirantes) e CC8 ( $\Delta T_u^- = -23,13^\circ\text{C}$  no tabuleiro, mastros e pilares combinado com  $\Delta T_u^- = -13,13^\circ\text{C}$  nos tirantes).

## ANEXO F – ESFORÇOS NA BASE DOS PILARES RESULTANTES DAS VARIAÇÕES TÉRMICAS

### F.1. PILAR P17

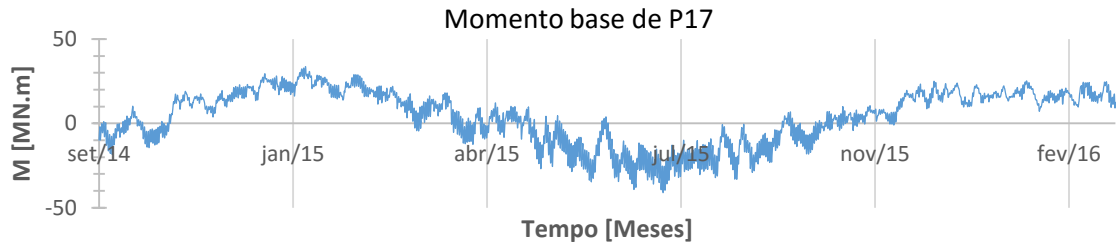


Fig. F. 1 – Variação do momento na base do pilar resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

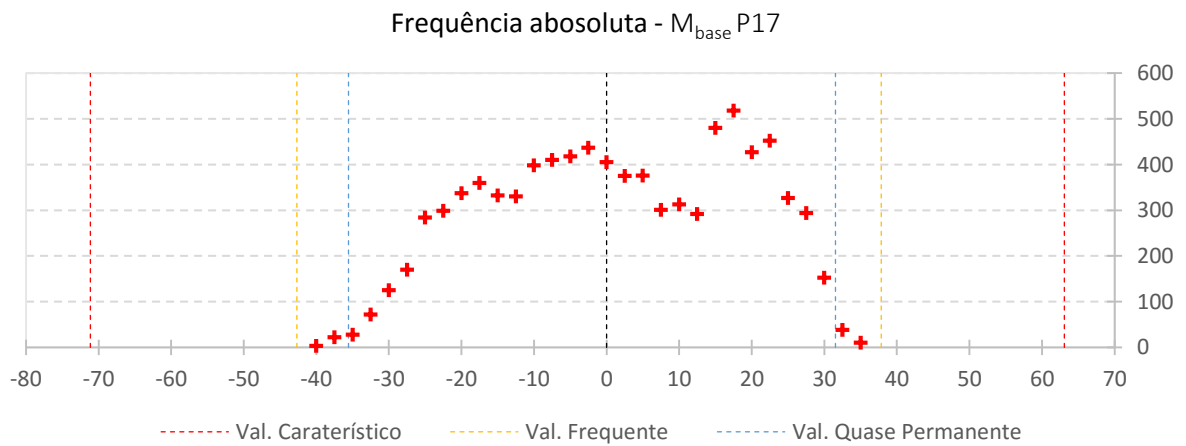


Fig. F. 2 – Ocorrência em termos de frequência absoluta do momento fletor.

### F.2. PILAR P18

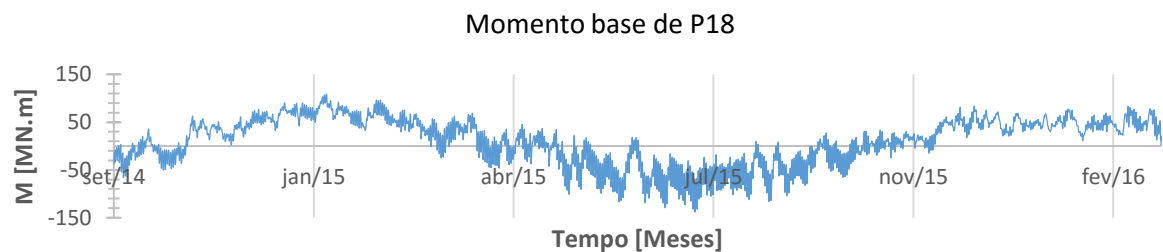


Fig. F. 3 – Variação do momento na base do pilar resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

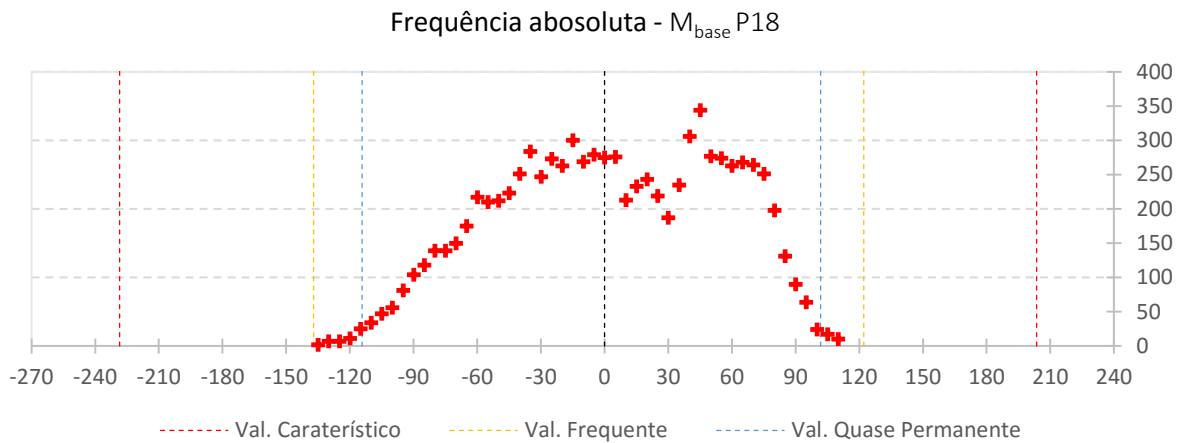


Fig. F. 4 – Ocorrência em termos de frequência absoluta do momento fletor.

### F.3. PILAR P19

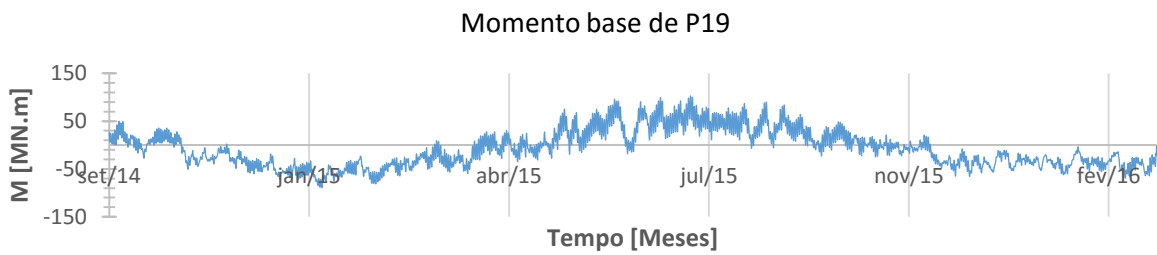


Fig. F. 5 – Variação do momento na base do pilar resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

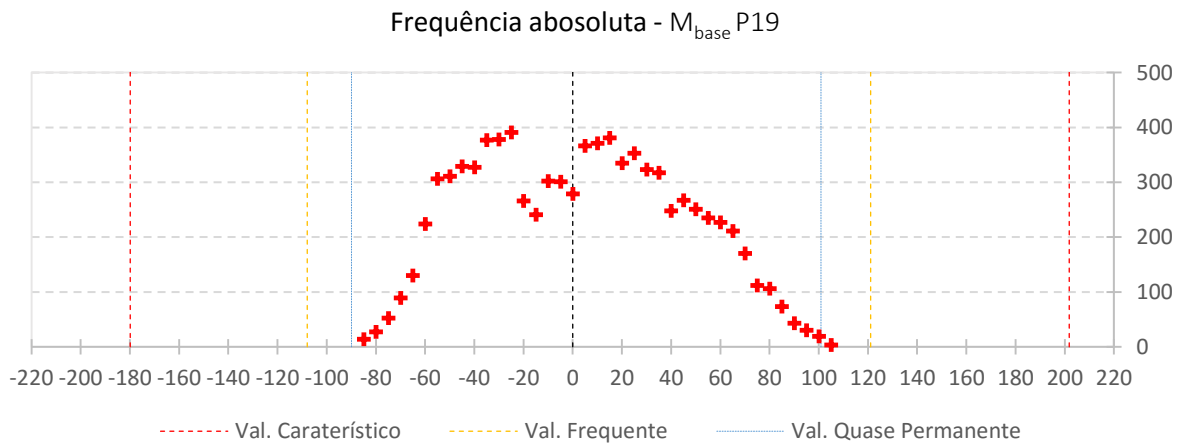


Fig. F. 6 – Ocorrência em termos de frequência absoluta do momento fletor.

F.4. PILAR P20

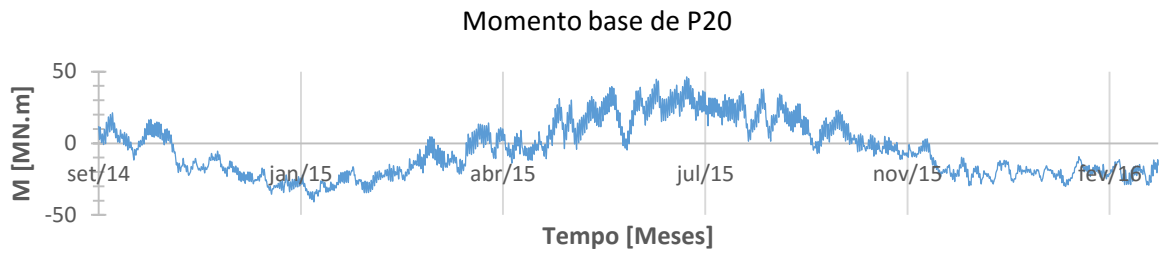


Fig. F. 7 – Variação do momento na base do pilar resultante das ações ambientais (adaptado de (Tomé, Pimentel, e Figueiras 2016a, 2016b)).

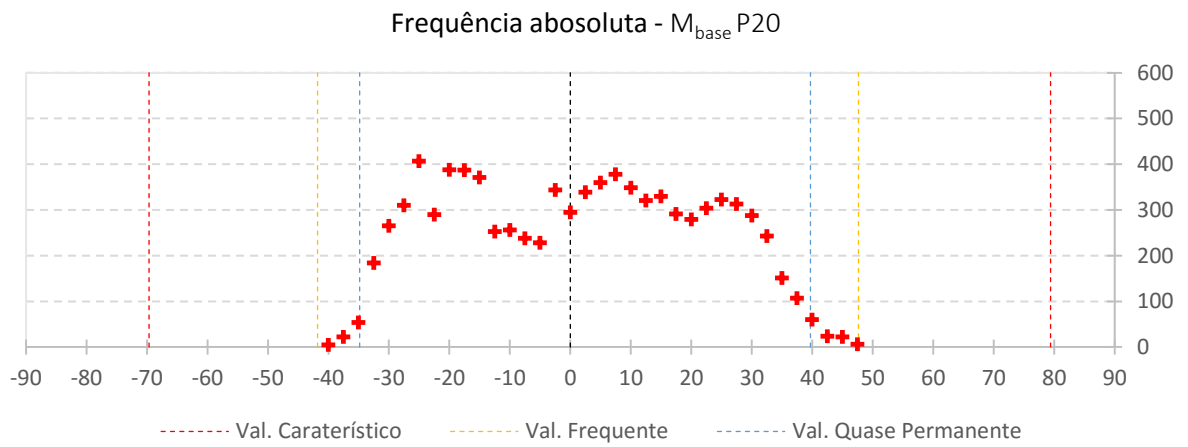


Fig. F. 8 – Ocorrência em termos de frequência absoluta do momento fletor.