

MONITORIZAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PONTES METÁLICAS ANTIGAS

A Ponte Eiffel

FILIFE JOSÉ MOREIRA GUERRA DOS SANTOS CAVADAS

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

Orientador: Professor Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais e Irmão

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que directa ou indirectamente estiveram envolvidos na realização deste trabalho, em especial:

- Ao Professor Joaquim Azevedo Figueiras pela disponibilidade e dedicação demonstradas, pelo entusiasmo e pelos conhecimentos transmitidos ao longo da orientação deste trabalho;
- Ao Professor Carlos Félix pelos esclarecimentos prestados em todos os assuntos relativos à implementação de sistemas de monitorização;
- Ao Eng. Carlos Rodrigues pelo apoio dispensado ao longo de todo o processo de monitorização e tratamento de resultados, em especial, pelos ensinamentos na área da tecnologia óptica;
- Aos técnicos do LABEST pela contribuição na aplicação dos sistemas de monitorização da Ponte Eiffel, nomeadamente ao Amândio Pinto, ao Cláudio Ferraz, ao Rogério Pinheiro, à Paula Silva e ao Sr. Monteiro;
- À REFER, na pessoa do Eng. Filipe Rodrigues, pela informação disponibilizada sobre a Ponte Eiffel;
- À Soares da Costa, nas pessoas do Eng. Carlos Santana e Eng. Casais Baptista, pela colaboração e disponibilidade demonstradas no sentido de criar as condições necessárias à implementação dos sistemas de monitorização na Ponte Eiffel;
- Aos colegas e amigos, que pela sua companhia e amizade, contribuíram para a realização deste trabalho;
- Aos meus pais e irmão pelo apoio, amizade e carinho demonstrados;

A todos, Muito Obrigado!

RESUMO

Um elevado número de pontes metálicas construídas no final do século XIX e início do século XX, continua ainda em serviço. Contudo, muitas apresentam deterioração acentuada. Além disso as exigências ao nível das cargas e da velocidade de circulação têm aumentado. Assim, a avaliação do comportamento estrutural destas pontes é fundamental. A monitorização de estruturas apresenta-se como uma ferramenta bastante útil na medida em que fornece informação substancial para avaliar o comportamento estrutural.

Neste contexto, o presente trabalho visa demonstrar as potencialidades da observação e monitorização na compreensão do comportamento das estruturas, em especial das pontes metálicas antigas.

Assim, começa-se por se fazer uma síntese das principais questões relacionadas com as pontes metálicas antigas. Apresenta-se de forma sucinta os problemas típicos em estruturas metálicas e as intervenções e os reforços tipo que permitem a resolução das deficiências apontadas.

A observação e a monitorização de estruturas fornecem informação essencial para o controlo e avaliação da integridade das obras de arte. A medição de grandezas estruturais relevantes, quer durante períodos de tempo mais alargados, quer durante a realização de ensaios de carga, permite o acompanhamento da evolução do comportamento das estruturas. Neste trabalho apresentam-se as principais valias da monitorização e evidencia-se a importância dos resultados experimentais na calibração dos modelos numéricos. Estes modelos, desde que devidamente calibrados e ajustados, não só contribuem para uma melhor compreensão do comportamento estrutural, como também permitem prever os efeitos de solicitações difíceis de testar na estrutura real.

O presente trabalho desenvolve-se no âmbito da aplicação destas questões ao caso concreto da Ponte Eiffel sobre o rio Lima em Viana do Castelo. Esta ponte centenária com dois tabuleiros sobrepostos – rodoviário e ferroviário – foi submetida, durante o ano de 2007, a um conjunto de trabalhos que compreendiam o alargamento e a reabilitação do tabuleiro rodoviário e a substituição de alguns elementos estruturais.

No âmbito dos trabalhos de reabilitação a estrutura foi alvo de uma extensa campanha de monitorização que envolvia três fases fundamentais: a observação da estrutura durante as obras para o controlo da sua integridade, a realização de um Ensaio de Carga para a aferição do comportamento estrutural e a observação do comportamento da estrutura sob a acção da temperatura. Nesta dissertação são apresentados os sistemas de monitorização aplicados em cada uma das fases de observação da ponte e os resultados mais relevantes obtidos.

A análise do comportamento da estrutura em cada uma das fases de observação é feita com base nos resultados experimentais e com o apoio de um modelo numérico devidamente ajustado para o efeito. É ainda efectuado um estudo de sensibilidade para mostrar alguns aspectos particulares do funcionamento estrutural desta ponte. Através desta aplicação concreta evidencia-se o desempenho de modelos numéricos devidamente calibrados como complemento dos resultados experimentais para a análise do comportamento deste tipo de estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: pontes metálicas, monitorização, comportamento estrutural, Ponte Eiffel

ABSTRACT

A high number of steel bridges built in the late 19th and early 20th centuries are still in use. Nevertheless, many of them present extensive deterioration. Additionally, the demands in terms of loads and speeds have increased. Therefore, the evaluation of the structural behaviour of these bridges is of paramount importance. Structural monitoring is a rather useful tool in Civil Engineering practice, providing substantial information for the evaluation of structural behaviour.

In this context, this work intends to demonstrate the potentialities of the observation and monitoring in the understanding of the structural behaviour, especially that of old steel bridges.

Firstly, a summary of the main issues related to old steel bridges is outlined. The typical problems in steel structures and standard interventions and reinforcements that allow for solving the identified deficiencies are shortly discussed.

Structural observation and monitoring enable us with fundamental information for the control and evaluation of the integrity of bridges and viaducts. The measurement of relevant structural entities, during wider time spans as during load tests, allows for the follow up of structural behaviour. In the present work, the main potentialities of monitoring are presented and the importance of experimental results in the calibration of numerical models is highlighted. These models, if calibrated and adjusted appropriately, not only contribute to a better understanding of structural behaviour, but also allow predicting the effects of loads difficult to test in actual structures.

The present work is based on the extension of these issues to the Eiffel Bridge on the Lima River in Viana do Castelo. This double-deck centenary bridge – road and railroad – was submitted during 2007 to a set of works comprising the widening and rehabilitation of the road deck and the substitution of some structural elements.

In accordance with the rehabilitation works, the structure was subjected to an extensive monitoring campaign involving three main phases: structural observation during the works for its integrity control, performing a Load Test to evaluate the structural behaviour and observing the structural behaviour under the influence of temperature. In this dissertation, monitoring systems applied in each observation phase and main results are presented.

Analysis of structural behaviour in each observation phase is based on experimental data using a numerical model appropriately adjusted. A sensitivity study is also conducted to emphasize some peculiar aspects of the structural performance of this bridge. Through this specific application the performance of adequately calibrated numerical models is highlighted as the complement of experimental results to the analysis of this kind of structures behaviour.

KEYWORDS: steel bridges, monitoring, structural behaviour, Eiffel Bridge

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE GERAL	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE QUADROS	XIX
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	XXI
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO	3
1.3. CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO	4
2. AS PONTES METÁLICAS ANTIGAS.....	5
2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. CARACTERIZAÇÃO DOS VÁRIOS SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	7
2.2.1. <i>Considerações Gerais</i>	7
2.2.2. <i>Tipos de secções transversais</i>	8
2.2.3. <i>Pontes em Arco</i>	9
2.2.4. <i>Pontes em Vigas Treliçadas</i>	9
2.3. PROBLEMAS TÍPICOS EM PONTES METÁLICAS.....	11
2.3.1. <i>Considerações Gerais</i>	11
2.3.2. <i>Deficiências Estruturais</i>	11
2.3.3. <i>Corrosão</i>	12
2.3.4. <i>Fenómenos de Fadiga</i>	15
2.3.5. <i>Anomalias nos Aparelhos de Apoio</i>	18
2.3.6. <i>Anomalias em ligações</i>	19
2.3.7. <i>Causas Externas</i>	20
2.4. METODOLOGIAS DE INTERVENÇÃO	21
2.4.1. <i>Considerações Gerais</i>	21
2.4.2. <i>Caracterização Histórica</i>	24
2.4.3. <i>Caracterização Estrutural</i>	25
2.4.3.1. <i>Caracterização Geométrica</i>	25
2.4.3.2. <i>Caracterização dos Materiais</i>	26
2.4.4. <i>Ensaio</i>	28
2.4.4.1. <i>Ensaio Laboratoriais</i>	28
2.4.4.2. <i>Ensaio In Situ</i>	28
2.4.5. <i>Intervenções e Reforços Tipo</i>	29
2.4.5.1. <i>Considerações Gerais</i>	29
2.4.5.2. <i>Aumento da Capacidade de Carga</i>	29
2.4.5.3. <i>Reforço e Substituição de Peças</i>	30
2.4.5.4. <i>Substituição das ligações rebitadas</i>	31
2.4.5.5. <i>Alargamento do Tabuleiro</i>	33
2.4.5.6. <i>Alargamento dos Passeios</i>	34
2.4.5.7. <i>Redução das Vibrações</i>	35
2.4.5.8. <i>Reabilitação dos Aparelhos de Apoio</i>	35
2.4.5.9. <i>Reforço das alvenarias</i>	36
2.4.6. <i>Verificação da Segurança Estrutural</i>	37
2.5. O ESTADO DE CONSERVAÇÃO DAS PONTES METÁLICAS	38
2.5.1. <i>Considerações Gerais</i>	38

2.5.2.	<i>O Caso Português</i>	39
3.	OBSERVAÇÃO E MONITORIZAÇÃO DE ESTRUTURAS	43
3.1.	INTRODUÇÃO	43
3.2.	A MONITORIZAÇÃO NAS DIVERSAS FASES DE UMA OBRA	45
3.3.	CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	47
3.3.1.	<i>Considerações Gerais</i>	47
3.3.2.	<i>Ensaio de Carga</i>	48
3.3.2.1.	Meios de Carregamento	49
3.3.2.2.	Procedimentos de um Ensaio de Carga	50
3.3.3.	<i>Ensaio Ambiental</i>	51
3.4.	SISTEMAS DE MONITORIZAÇÃO	52
3.4.1.	<i>Considerações Gerais</i>	52
3.4.2.	<i>Tipos de Sensores</i>	52
3.4.2.1.	Considerações Gerais.....	52
3.4.2.2.	Deslocamentos.....	53
3.4.2.3.	Rotações	58
3.4.2.4.	Extensões.....	60
3.4.2.5.	Temperaturas	62
3.4.3.	<i>Sistemas de Aquisição</i>	64
4.	A PONTE EIFFEL EM VIANA DO CASTELO	67
4.1.	INTRODUÇÃO	67
4.2.	BREVE REFERÊNCIA À HISTÓRIA DA PONTE EIFFEL.....	69
4.3.	ENQUADRAMENTO DA EMPREITADA DE ALARGAMENTO E REABILITAÇÃO DO TABULEIRO RODOVIÁRIO 71	
4.3.1.	<i>Caracterização Estrutural Antes das Obras de Reabilitação</i>	71
4.3.2.	<i>A Evolução do Processo até à Solução Final</i>	75
4.3.2.1.	Considerações Gerais.....	75
4.3.2.2.	Avaliação Sobre os Aspectos de Durabilidade da Obra de Arte	77
4.3.2.3.	O projecto final – Os elementos base e os condicionamentos considerados	79
4.4.	A OBRAS DE REABILITAÇÃO – ALARGAMENTO E SUBSTITUIÇÃO DO TABULEIRO SUPERIOR.....	81
4.4.1.	<i>Descrição Geral dos Trabalhos</i>	81
4.4.2.	<i>A substituição da chapa de banzo</i>	85
5.	OBSERVAÇÃO EXPERIMENTAL DA PONTE EIFFEL	87
5.1.	INTRODUÇÃO	87
5.2.	OBSERVAÇÃO DE ROTAÇÕES COMO MEIO DE CONTROLO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL DURANTE AS OBRAS DE REABILITAÇÃO	88
5.2.1.	<i>Considerações Gerais</i>	88
5.2.2.	<i>O Plano de Instrumentação</i>	90
5.2.3.	<i>Resultados Obtidos</i>	92
5.3.	OBSERVAÇÃO DA ESTRUTURA DURANTE O ENSAIO DE CARGA APÓS AS OBRAS DE REABILITAÇÃO.....	98
5.3.1.	<i>Considerações Gerais</i>	98
5.3.2.	<i>Condução do Ensaio de Carga</i>	100
5.3.2.1.	Considerações Gerais.....	100
5.3.2.2.	Veículos Utilizados.....	100
5.3.2.3.	Posições de Carregamento	102
5.3.3.	<i>Grandezas Observadas</i>	108
5.3.3.1.	Temperaturas	108
5.3.3.2.	Flechas.....	109
5.3.3.3.	Rotações	117
5.3.3.4.	Extensões.....	124
5.3.4.	<i>Postos de Observação</i>	142
5.4.	OBSERVAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO	143

5.4.1.	<i>Considerações Gerais</i>	143
5.4.2.	<i>Durante a Substituição dos Aparelhos de Apoio</i>	145
5.4.3.	<i>Após a Substituição dos Aparelhos de Apoio</i>	151
6.	O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE EIFFEL	153
6.1.	INTRODUÇÃO.....	153
6.2.	A MODELAÇÃO NUMÉRICA	155
6.2.1.	<i>Considerações Gerais</i>	155
6.2.2.	<i>O modelo Numérico da Ponte Eiffel</i>	156
6.3.	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO COMPORTAMENTO DA PONTE EIFFEL.....	160
6.3.1.	<i>Linha de Influência do Deslocamento Vertical a Meio-Vão</i>	161
6.3.2.	<i>Linha de Influência da Rotação das Secções de Apoio</i>	165
6.4.	O EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO SOBRE A ESTRUTURA.....	169
6.5.	O COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA SOB A ACÇÃO DA TEMPERATURA.....	171
6.6.	O COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DURANTE AS OBRAS DE REABILITAÇÃO	180
6.7.	O COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA SOB A ACÇÃO DE CARGAS CONHECIDAS	184
6.7.1.	<i>Considerações Gerais</i>	184
6.7.2.	<i>Flechas</i>	185
6.7.3.	<i>Rotações</i>	188
6.7.4.	<i>Extensões</i>	192
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	205
7.1.	CONCLUSÕES.....	205
7.2.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	207
	BIBLIOGRAFIA	209
	ANEXOS	213

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Vista da Ponte de Coalbrookdale [8]	5
Figura 2.2 – Vista da Ponte <i>La Passerelle</i> [9].....	6
Figura 2.3 – Tipos de secções compostas rebitadas [12].....	8
Figura 2.4 – Vista da Ponte Luiz I [13].....	9
Figura 2.5 – Ponte do Meirinho (Viga principal tipo Cruz de St.º André).....	10
Figura 2.6 – Ponte de Murça (Viga principal do tipo rótula múltipla).....	10
Figura 2.7 – Ponte de Trezói (Viga principal do tipo <i>Warren</i>).....	10
Figura 2.8 – Ponte de Portimão (Viga principal parabólica do tipo <i>Pratt</i>).....	10
Figura 2.9 – Exemplo de uma pintura em avançado estado de degradação [10]	13
Figura 2.10 - Banzo em forma de "U" com acumulação de detritos [10].....	13
Figura 2.11 – Formação de bolsas de ferrugem entre chapas [15].....	14
Figura 2.12 – Exemplo de formação de bolsas de ferrugem entre chapas	14
Figura 2.13 – Banzo, em contacto com betão, em avançado estado de corrosão.....	15
Figura 2.14 – Aparelho de apoio do tipo fixo [17]	18
Figura 2.15 – Aparelho de apoio do tipo móvel [17]	18
Figura 2.16 – Esquema de potencial dano devido a impedimento no aparelho de apoio [15].....	19
Figura 2.17- Exemplos de rebites cravados de forma deficiente [15].....	20
Figura 2.18- Banzo inferior de uma viga danificado por colisão de veículo [19]	20
Figura 2.19- Traçado típico, a vermelho, do pré-esforço exterior [10].....	30
Figura 2.20 – Ilustração da actividade de um forjador [18].....	32
Figura 2.21 Ilustração da actividade do cravador e do responsável pelo encosto [18].....	32
Figura 2.22 – Corte transversal de laje ortotrópica em aço [10].....	34
Figura 2.23 – Pormenor de um passeio exterior [10].....	34
Figura 3.1 – Fotografia de um LVDT.....	53
Figura 3.2 – Composição (a) e principio de funcionamento (b) de um LVDT [33].....	54
Figura 3.3 – Esquema de funcionamento do sistema de níveis líquidos.....	56
Figura 3.4 – Acessórios associados a um sensor de pressão.....	58
Figura 3.5 - Inclínómetro	59
Figura 3.6 – Inclínómetro sem protecção.....	60
Figura 3.7 – Inclínómetro com protecção.....	60
Figura 3.8 – Aplicação de um extensómetro.....	62
Figura 3.9 – Protecção de um extensómetro	62
Figura 3.10 – Sensor de temperatura PT100.....	63
Figura 3.11 – Sensor de temperatura encapsulado.....	63
Figura 3.12 – Sensor de temperatura fixado na estrutura	64
Figura 3.13 – Placa de isolamento térmico sobre um sensor de temperatura	64

Figura 3.14 – Posto de observação equipado com <i>Data Taker</i> DT515	65
Figura 3.15 – Equipamento de aquisição do modelo <i>Micron Optics</i>	65
Figura 4.1 – Vista geral da Ponte Eiffel.....	67
Figura 4.2 – Vista geral do Viaduto de acesso na margem Sul	68
Figura 4.3 – Secção transversal – à esquerda, sobre o apoio e à direita, secção corrente – da ponte antes das obras de reabilitação	71
Figura 4.4 – Representação esquemática do alçado de um tramo intermédio.....	72
Figura 4.5 – Vista do tabuleiro superior antes das obras de reabilitação	72
Figura 4.6 – Vista do tabuleiro inferior.....	73
Figura 4.7 – A solução de reforço através da aplicação de pré-esforço exterior.....	74
Figura 4.8- Desviadores nas secções de apoio	74
Figura 4.9 – Desviadores nas secções dos tramos	74
Figura 4.10 – Ancoragem do sistema de pré-esforço	75
Figura 4.11- Aparelho de apoio corrente.....	75
Figura 4.12 – Aparelho de apoio fixo.....	75
Figura 4.13- O estado de corrosão do banzo superior (secção corrente)	79
Figura 4.14 – O estado de corrosão do banzo superior (secção de apoio).....	79
Figura 4.15 – Remoção do pavimento em betão armado	83
Figura 4.16 – Contraventamento instalado antes da remoção do pavimento.....	83
Figura 4.17 – Sistema activo de macacos hidráulicos	83
Figura 4.18 – Processo de cravação de rebites.....	83
Figura 4.19 – Aparelho de neoprene para os módulos do tabuleiro rodoviário	84
Figura 4.20 – Colocação de um módulo do tabuleiro rodoviário.....	84
Figura 4.21 – Beneficiação do montante junto a um dos encontros	84
Figura 4.22 – Hidrodecapagem	84
Figura 4.23 – Vista do tabuleiro superior após as obras de reabilitação	85
Figura 4.24 – Estrutura provisória para a substituição das chapas de banzo [39]	86
Figura 5.1 – Inclínómetro na corda inferior.....	90
Figura 5.2 – Inclínómetro no aparelho de apoio.....	90
Figura 5.3 – Localização, em alçado, dos inclinómetros num tramo extremo	91
Figura 5.4 – Localização, em alçado, dos inclinómetros num tramo intermédio	91
Figura 5.5 – Temperaturas observadas durante as obras de reabilitação.....	93
Figura 5.6 – Alçado do tramo 2, jusante, com a designação das secções instrumentadas	94
Figura 5.7 – Rotações observadas na secção P2.....	94
Figura 5.8 – Rotações observadas na secção T2-2/3.....	95
Figura 5.9 – Rotações observadas na secção T2-1/3.....	95
Figura 5.10 – Rotações observadas na secção P1.....	96
Figura 5.11 – Rotações observadas na secção P9.....	96
Figura 5.12 – Rotações observadas na secção T1-1/3.....	97

Figura 5.13 – Condicionamento de sinal através do filtro de medianas	99
Figura 5.14 – Condicionamento de sinal através do filtro de Savitzky	99
Figura 5.15 – Eliminação dos efeitos da temperatura (azul sem correcção e vermelho com correcção da temperatura).....	100
Figura 5.16 – Esquema das dimensões dos veículos rodoviários.....	101
Figura 5.17 – Um dos veículos rodoviários utilizados.....	101
Figura 5.18 – Locomotiva utilizada durante o Ensaio de Carga	101
Figura 5.19 – Marcação dos limites, frontal e traseiro, dos veículos rodoviários	104
Figura 5.20 – Marcação dos limites, frontal e traseiro, da locomotiva.....	104
Figura 5.21 – Representação do Caso de Carga 4	105
Figura 5.22 – Pormenor da marcação e do Caso de Carga 4	105
Figura 5.23 – Vista geral do Caso de Carga 4.....	105
Figura 5.24 – Representação do Caso de Carga 6	105
Figura 5.25 – Representação do Caso de Carga 26	106
Figura 5.26 – Vista geral do Caso de Carga 26.....	106
Figura 5.27 – Representação do Caso de Carga 21	106
Figura 5.28 – Representação do Caso de Carga 22	107
Figura 5.29 – Passagem lenta do veículo A (Percurso A2).....	107
Figura 5.30 – Passagem lenta do veículos lado a lado (Percurso A3).....	107
Figura 5.31 – Passagem lenta da locomotiva (Percurso C2)	108
Figura 5.32 – Temperaturas durante o Ensaio de Carga	109
Figura 5.33 – Localização, em planta, dos sensores de pressão.....	110
Figura 5.34 – Localização, em alçado, dos sensores de pressão.....	111
Figura 5.35 – Reservatório no Encontro E2.....	111
Figura 5.36 – Reservatório no pilar P5	111
Figura 5.37 – Flechas durante o percurso A1.....	113
Figura 5.38 – Flechas durante o percurso C1.....	113
Figura 5.39 – Flechas durante o percurso B1.....	114
Figura 5.40 – Flechas durante o percurso A2.....	115
Figura 5.41 – Flechas durante o percurso A3.....	116
Figura 5.42 – Flechas durante o percurso C2.....	116
Figura 5.43 – Fixação dos inclinómetros junto aos aparelhos de apoio.....	117
Figura 5.44 – Localização, em planta, dos inclinómetros	118
Figura 5.45 – Rotações durante o Percurso A1.....	120
Figura 5.46 – Rotações durante o Percurso C1.....	120
Figura 5.47 – Rotações durante o Percurso B1.....	121
Figura 5.48 – Rotações durante o Percurso A2.....	123
Figura 5.49 – Rotações durante o Percurso A3.....	123
Figura 5.50 – Rotações durante o Percurso C2.....	124

Figura 5.51 – Localização, em alçado, das secções instrumentadas com extensómetros	125
Figura 5.52 – Localização em planta das secções instrumentadas com extensómetros	125
Figura 5.53 – Cortes transversal (à esquerda) e longitudinal (à direita) de um módulo do tabuleiro rodoviário	125
Figura 5.54 – Localização dos extensómetros nas secções instrumentadas	126
Figura 5.55 – Extensões da C. S. T6. V. J. durante o Percurso B1	130
Figura 5.56 – Extensões da C. I. T6. V. J. durante o Percurso B1	130
Figura 5.57 – Extensões da C. S. T6. P5. J. durante o Percurso B1	131
Figura 5.58 – Extensões da C. I. T6. P5. J. durante o Percurso B1	131
Figura 5.59 – Extensões da D1. T6. P5. J. durante o Percurso B1	132
Figura 5.60 – Extensões da D2. T6. P5. J. durante o Percurso B1	132
Figura 5.61 – Extensões da C. S. T6. V. J. durante o Percurso A3	133
Figura 5.62 – Extensões da C. I. T6. V. J. durante o Percurso A3	134
Figura 5.63 – Extensões da C. S. T6. P5. J. durante o Percurso A3	134
Figura 5.64 – Extensões da C. I. T6. P5. J. durante o Percurso A3	135
Figura 5.65 – Extensões da D1. T6. P5. J. durante o percurso A3	135
Figura 5.66 – Extensões da D2. T6. P5. J. durante o percurso A3	136
Figura 5.67 – Extensões da C. S. T6. V. J. durante o Percurso C2	137
Figura 5.68 – Extensões da C. I. T6. V. J. durante o Percurso C2	137
Figura 5.69 – Extensões da C. S. T6. P5. J. durante o Percurso C2	138
Figura 5.70 – Extensões da C. I. T6. P5. J. durante o Percurso C2	138
Figura 5.71 – Extensões da D1. T6. P5. J. durante o Percurso C2	139
Figura 5.72 – Extensões da D2. T6. P5. J. durante o Percurso C2	139
Figura 5.73 – Extensões da L. F. T6. P5. J. durante o Percurso C2	140
Figura 5.74 – Extensões da C. F. T6. P5. J. durante o Percurso C2	141
Figura 5.75 – Extensões do M2. Tab. T5. P5. J. Vão durante o Percurso A1	141
Figura 5.76 – Extensões do M2. Tab. T5. P5. J. Apoio durante o Percurso A1	142
Figura 5.77 – Postos de observação, óptico e eléctrico, sobre o pilar P5	143
Figura 5.78 – Representação gráfica das extensões de uma secção, observada em tempo real	143
Figura 5.79 – Localização dos LVDT's nos encontros	144
Figura 5.80 – LVDT na Corda Superior	144
Figura 5.81 – LVDT na Corda Inferior	144
Figura 5.82- Aparelho de apoio móvel, antigo	145
Figura 5.83 – Aparelho de apoio móvel, novo	145
Figura 5.84- Par de escoras, provisórias	146
Figura 5.85 – Escora, provisória	146
Figura 5.86 – Aparelho de apoio fixo, antigo	146
Figura 5.87 – Temperatura Ambiente junto ao Encontro E1	148
Figura 5.88 – Deslocamentos das juntas de dilatação junto ao Encontro E1	148

Figura 5.89 – Temperaturas, Ambiente e na Estrutura, junto ao Encontro E2.....	149
Figura 5.90 – Deslocamentos das juntas de dilatação junto ao Encontro E2	149
Figura 5.91 – Temperaturas, Ambiente e na Estrutura, junto ao Encontro E2.....	151
Figura 5.92 – Deslocamentos das juntas de dilatação junto ao Encontro E1	152
Figura 5.93 – Deslocamentos das juntas de dilatação junto ao Encontro E2	152
Figura 6.1 – Modelo numérico em perspectiva	156
Figura 6.2 – Pormenor ilustrativo do deslocamento do eixo de referência das secções.....	157
Figura 6.3 – Representação esquemática da modelação dos aparelhos de apoio.....	158
Figura 6.4 – Pormenor da ligação dos cabos de pré-esforço ao exterior.....	159
Figura 6.5 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a um deslocamento imposto a meio vão do tramo T6	161
Figura 6.6 – Deformada de uma peça linear sujeita a um deslocamento imposto a meio vão do tramo T6	161
Figura 6.7 – Comparação das deformadas para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6	162
Figura 6.8 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a um deslocamento imposto a meio vão do tramo T6	163
Figura 6.9 – Comparação das deformadas para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6	163
Figura 6.10 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a um deslocamento imposto a meio vão do tramo T6	164
Figura 6.11 – Comparação das deformadas para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6	164
Figura 6.12 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a uma rotação imposta no pilar P5	165
Figura 6.13 – Deformada de uma peça linear sujeita a uma rotação imposta no pilar P5.....	165
Figura 6.14 – Comparação das deformadas para uma rotação imposta no pilar P5	166
Figura 6.15 – Comparação das deformadas das cordas para uma rotação imposta no pilar P5	167
Figura 6.16 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a uma rotação imposta no encontro E2.....	167
Figura 6.17 – Deformada de uma peça linear sujeita a uma rotação imposta no encontro E2.....	167
Figura 6.18 – Comparação das deformadas para uma rotação imposta no encontro E2.....	168
Figura 6.19 – Comparação das deformadas das cordas para uma rotação imposta no encontro E2	168
Figura 6.20 – Deformada da Ponte Eiffel sob a acção do peso próprio	169
Figura 6.21 – Deformada da Ponte Eiffel sob a acção do pré-esforço	169
Figura 6.22 – Deformada das cordas da Ponte Eiffel sob a acção do pré-esforço	170
Figura 6.23 – Diagrama de esforços axiais da Ponte Eiffel sob a acção do peso próprio	170
Figura 6.24 – Diagrama de esforços axiais da Ponte Eiffel sob a acção do pré-esforço	170
Figura 6.25 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a uma variação uniforme de temperatura de +20 °C	172
Figura 6.26 – Variação dos esforços no pré-esforço devido a uma variação térmica uniforme de +20 °C	172
Figura 6.27 – Esforços na estrutura metálica devido a uma variação térmica uniforme de 20 °C	173
Figura 6.28 – Correlação A da C. S. M. E2.....	174
Figura 6.29 – Correlação A da C. S. J. E2.....	174

Figura 6.30 – Correlação B da C. S. M. E2	174
Figura 6.31 – Correlação B da C. S. J. E2	174
Figura 6.32 – Esforços Axiais na viga solicitada com +10 °C	175
Figura 6.33 – Esforços Axiais na viga solicitada com -10 °C	175
Figura 6.34 – Correlação C da C. S. M. E2	176
Figura 6.35 – Correlação C da C. S. J. E2	176
Figura 6.36 – Correlação C da C. I. M. E2	176
Figura 6.37 – Correlação C da C. I. J. E2	176
Figura 6.38 – Correlação C da C. S. M. E1	176
Figura 6.39 – Correlação C da C. S. J. E1	176
Figura 6.40 – Correlação C da C. I. M. E1	177
Figura 6.41 – Correlação C da C. I. J. E1	177
Figura 6.42 – Correlação C da C. I. M. E1	178
Figura 6.43 – Correlação C da C. I. J. E1	178
Figura 6.44 – Correlação C da C. I. M. E2	179
Figura 6.45 – Correlação C da C. I. J. E2	179
Figura 6.46 – Deformada induzida por uma rotação de -0.15° no nó correspondente a P9-J	183
Figura 6.47 – Deformada induzida por uma rotação de -0.25° no nó correspondente a T1-1/3-M	183
Figura 6.48 – Observação experimental das flechas do T6 durante o Percurso A3	185
Figura 6.49 – Resultados numéricos da flecha do T6 para a mesma solicitação do Percurso A3.....	186
Figura 6.50 – Deformada do tramo 6 sob a acção de 2 camiões posicionados a meio-vão do tramo	186
Figura 6.51 – Observação experimental das flechas do T6 durante o Percurso C2	187
Figura 6.52 – Resultados numéricos da flecha do T6 para a mesma solicitação do Percurso C2.....	187
Figura 6.53 – Deformada do tramo 6 sob a acção da locomotiva posicionada a meio-vão do tramo	188
Figura 6.54 – Observação experimental das rotações da secção P5 durante o Percurso A3	188
Figura 6.55 – Resultados numéricos da rotação do P5 para a mesma solicitação do Percurso A3 ..	189
Figura 6.56 – Deformada do tramo 6 sob a acção dos camiões posicionados próximo do meio-vão do T6	190
Figura 6.57 – Deformada do tramo 6 sob a acção dos camiões posicionados próximo do pilar P5 ..	190
Figura 6.58 – Deformada do tramo 6 sob a acção dos camiões posicionados junto ao pilar P5	190
Figura 6.59 – Observação experimental das rotações da secção P5 durante o Percurso C2	191
Figura 6.60 – Resultados numéricos da rotação do P5 para a mesma solicitação do Percurso C2..	191
Figura 6.61 – Observação experimental das extensões da C.S.T6.V.J durante o Percurso A3	194
Figura 6.62 – Resultados numéricos das extensões da C.S.T6.V.J. para a mesma solicitação do Percurso A3.....	194
Figura 6.63 – Esforço Axial da C.S.T6.V.J. durante o Percurso A3.....	195
Figura 6.64 – Momento flector da C.S.T6.V.J. durante o Percurso A3.....	195
Figura 6.65 – Diagramas de esforço axial devido à solicitação dos camiões a meio vão do tramo 6	195

Figura 6.66 – Diagramas de momento flector devidos à solicitação dos camiões a meio vão do tramo 6	195
Figura 6.67 – Observação experimental das extensões da C.I.T6.V.J durante o Percurso A3	196
Figura 6.68 – Resultados numéricos das extensões da C.I.T6.V.J. para a mesma solicitação do Percurso A3	196
Figura 6.69 – Esforço Axial da C.I.T6.V.J. durante o Percurso A3.....	197
Figura 6.70 – Momento flector da C.I.T6.V.J. durante o Percurso A3	197
Figura 6.71 – Observação experimental das extensões da C.S.T6.V.J durante o Percurso C2.....	197
Figura 6.72 – Resultados numéricos das extensões da C.S.T6.V.J. para a mesma solicitação do Percurso C2	198
Figura 6.73 – Esforço Axial da C.S.T6.V.J. durante o Percurso C2	198
Figura 6.74 – Momento flector da C.S.T6.V.J. durante o Percurso C2	198
Figura 6.75 – Diagramas de esforço axial devido à solicitação da locomotiva a meio vão do tramo 6	199
Figura 6.76 – Diagramas de momento flector devidos à solicitação da locomotiva a meio vão do tramo 6	199
Figura 6.77 – Observação experimental das extensões da C.I.T6.V.J durante o Percurso C2	200
Figura 6.78 – Resultados numéricos das extensões da C.I.T6.V.J. para a mesma solicitação do Percurso C2	200
Figura 6.79 – Esforço Axial da C.I.T6.V.J. durante o Percurso C2.....	201
Figura 6.80 – Momento flector da C.I.T6.V.J. durante o Percurso C2.....	201
Figura 6.81 – Observação experimental das extensões da L.F.T6.P5.J durante o Percurso C2	202
Figura 6.82 – Resultados numéricos das extensões da L.F.T6.P5.J. para a mesma solicitação do Percurso C2	202
Figura 6.83 – Esforço Axial da L.F.T6.P5.J. durante o Percurso C2.....	203
Figura 6.84 – Momento flector da L.F.T6.P5.J. durante o Percurso C2	203
Figura 6.85 – Posição da locomotiva correspondente ao 1.º pico de deformação.....	203
Figura 6.86 – Posição da locomotiva correspondente ao 2.º pico de deformação.....	203
Figura 6.87 – Posição da locomotiva correspondente ao 3.º pico de deformação.....	204

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.I – Propriedades mecânicas do ferro pudelado e dos aços antigos	27
Quadro 2.II – Propriedades mecânicas dos aços	27
Quadro 2.III – Tipo Estrutural das Pontes Metálicas da REFER [14]	40
Quadro 2.IV – Entidades responsáveis pelas fases da vida de uma Obra de Arte [14].....	40
Quadro 2.V – Ciclo dos meios auxiliares de diagnóstico [14].....	41
Quadro 3.I – Especificações técnicas de dois modelos de LVDT's.....	54
Quadro 3.II – Especificações técnicas de dois modelos de sensores de pressão.....	57
Quadro 3.III – Especificações técnicas dos inclinómetros LSOC 1L.....	60
Quadro 5.I – Dimensões dos veículos rodoviários.....	101
Quadro 5.II – Peso dos veículos rodoviários	101
Quadro 5.III – Casos de Carga correspondentes ao Procedimento Rodoviário.....	102
Quadro 5.IV – Casos de Carga correspondentes ao Procedimento Rodoviário e Ferroviário.....	103
Quadro 5.V – Casos de Carga correspondentes ao Procedimento Ferroviário	103
Quadro 5.VI – Flechas observadas durante as passagens com posições estáticas.....	115
Quadro 5.VII – Rotações observadas durante as passagens com posições estáticas.....	122
Quadro 5.VIII - Designação das secções instrumentadas com extensómetros durante o Ensaio de Carga.....	127
Quadro 5.IX – Frequência de aquisição dos extensómetros	128
Quadro 5.X – Descrição dos aparelhos de apoio	146
Quadro 5.XI – Condições de apoio em cada uma das secções	147
Quadro 6.I – Rigidez das molas a introduzir nos aparelhos de apoio	157
Quadro 6.II – Módulos de Elasticidade adoptados no modelo numérico para os materiais.....	160
Quadro 6.III – Comparação das deformações para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6	162
Quadro 6.IV – Comparação das deformações para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6	163
Quadro 6.V – Comparação das deformações para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6	165
Quadro 6.VI – Comparação das deformações para uma rotação imposta no pilar P5	166
Quadro 6.VII – Comparação das deformações para uma rotação imposta no encontro E2.....	168
Quadro 6.VIII – Correlações entre os deslocamentos e a temperatura ambiente.....	179
Quadro 6.IX – Efeitos das várias solicitações térmicas sob diferentes condições de apoio	182

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

CP – Caminhos de Ferro Portugueses

E – Módulo de elasticidade [GPa]

EP – Estradas de Portugal

f_y – tensão de cedência [MPa]

f_u – tensão de rotura [MPa]

G – Módulo de distorção [GPa]

IDEMEC – Instituto de Engenharia Mecânica

ISQ – Instituto da Soldadura e Qualidade

JAЕ – Junta Autónoma das Estradas

LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*

MOPCI – Ministério das Obras Públicas, Comércio e Indústria

MOPTC – Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações

REFER – Rede Ferroviária Nacional

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

RTD – *Resistance Temperature Detector*

S-N – Diagramas de tensão-número de ciclos (*Stress – Number of cycles*)

UIC - *Union Internationale des Chemins de fer*

γ – Peso Volúmico [kN/m³]

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Uma parte importante das pontes metálicas actuais são estruturas que foram construídas no final do século XIX e no início do século XX. Apesar de muitas dessas obras terem já ultrapassado o seu período de vida útil, apresentam ainda boas condições para se manterem em serviço. Todavia, é comum essas pontes apresentarem algum tipo de deterioração, como por exemplo corrosão dos elementos metálicos e fendilhação resultante de fadiga devida à passagem de cargas muito superiores às previstas no dimensionamento. Noutros casos verifica-se que as dimensões de alguns elementos são inadequadas para fazer face às crescentes exigências ao nível das cargas. Como resultado, muitas pontes necessitam, urgentemente, de trabalhos de reparação e de reabilitação no sentido de responder às novas exigências e continuar a satisfazer o nível da segurança estrutural exigido.

Por outro lado, e apesar de não haver evidência de que possam pôr em risco a segurança dos seus utilizadores, muitas têm sido desactivadas. Infelizmente, quando os engenheiros de pontes avaliam o estado de uma ponte metálica antiga reduzem, muitas vezes de forma arbitrária, a área da secção transversal das barras ou ligações que apresentem sinais de corrosão. Esta redução da área efectiva dos elementos, concretizada através de modelações numéricas idealizadas, associada a um aumento das necessidades de carga e volume de tráfego, tem conduzido ao abandono de muitas pontes metálicas antigas. Desta forma, as pontes consideradas em estado deficiente podem permanecer inactivas por longos períodos devido a restrições financeiras e, logo que se disponibilizem os fundos necessários, serem substituídas por estruturas mais modernas. Assim se tem desperdiçado valioso património histórico-industrial.

No início dos anos 1990 *Atkan et al* (referenciado por [1]) testaram duas pontes metálicas treliçadas em Alkire Road, aos estados limites de serviço e de rotura. As pontes testadas tinham sido construídas em 1914 com barras rigidamente ligadas através de rebites usando aço antigo. Os ensaios levados a cabo indicaram que o estado de corrosão avançado, com profundas irregularidades devidas à ferrugem, patente ao longo de inúmeras barras e ligações críticas, não afectava negativamente o comportamento estrutural. Por outro lado, a rotura da estrutura, ocorrida de modo frágil, verificou-se numa localização inesperada devido ao aparecimento de mecanismos não previstos.

Em muitos países e regiões, os recursos afectos às infra-estruturas de transportes são cada vez mais escassos. Com efeito, as verbas disponíveis para a construção de novas infra-estruturas são cada vez mais reduzidas pelo que a importância da inspecção, manutenção e avaliação das estruturas existentes é cada vez maior [2]. Actualmente é amplamente aceite que, em vez da construção de novas e grandes estruturas, o reforço, a reparação e a manutenção de pontes metálicas existentes terá uma importância cada vez maior no futuro da engenharia de pontes [3]. A realização de alguns trabalhos de reabilitação

de pequena dimensão pode permitir que algumas pontes possam ser novamente postas em serviço. Note-se que prolongar a vida de uma ponte evita o desperdício de recursos, que são limitados.

Contudo, o problema destas estruturas é, por um lado, a avaliação das suas condições de segurança tendo em vista as necessidades de carga e de tráfego actuais e, por outro, a questão da durabilidade da estrutura em condições adequadas de serviço.

Os sistemas de monitorização constituem ferramentas indispensáveis para a avaliação do comportamento estrutural, para a calibração de modelos numéricos e para a determinação da capacidade de carga das estruturas. A observação e monitorização são essenciais para a avaliação fiável do desempenho e do estado de conservação de pontes, em particular de pontes estruturalmente deficientes, para cuja avaliação não basta simplesmente a inspecção e/ou análise numérica.

Uma avaliação estrutural completa exige instrumentos numéricos e experimentais. Estes instrumentos são implementados para obter dados técnicos para apoiar análises mais realistas. A informação obtida a partir de testes experimentais constitui a base de um modelo numérico refinado e calibrado das condições reais da estrutura. A aplicação deste modelo permite o diagnóstico estrutural e a avaliação prática do desempenho e da integridade estrutural.

A avaliação do comportamento estrutural baseada em resultados experimentais é fundamental para determinar o estado de funcionamento e a capacidade de carga de pontes estruturalmente deficientes. Tais avaliações geralmente têm o potencial de identificar uma capacidade maior que a prevista por procedimentos convencionais de inspecção visual e/ou classificação analítica de carga. No entanto, em algumas circunstâncias, estas avaliações podem indicar uma capacidade inferior à computada, permitindo a emissão de alertas. Por outro lado, as avaliações do comportamento estrutural, se praticadas rotineiramente durante o acompanhamento periódico das obras de arte, permitiriam alertar para acções necessárias [4].

Como se disse, a avaliação do comportamento estrutural deve assentar em modelos numéricos devidamente calibrados. Contudo, importa destacar que a adequação dos modelos e os seus resultados são altamente dependentes do tipo e nível de avaliação. Um dos principais inconvenientes da análise estrutural tem sido a falta de integração entre a pesquisa numérica e experimental, associada às dificuldades de experimentação numa estrutura real. Assim, de forma a minimizar estas dificuldades é necessário a adopção de instrumentos e práticas fiáveis.

Várias técnicas experimentais não destrutivas tornaram-se disponíveis para complementar a abordagem visual de avaliação da condição de pontes. Consequentemente, a instrumentação, teste e monitorização estruturais tornaram-se mais populares. Vários métodos e técnicas de avaliação de pontes estão a ser usados para calcular a capacidade de carga das estruturas. Os métodos primários usam principalmente cargas estáticas ou cargas móveis. Através destes métodos é possível medir diferentes fenómenos e detectar propriedades estruturais diversas. Importa realçar que a selecção dos métodos de teste deve visar a obtenção de dados estruturais realistas e práticos não só para a avaliação do comportamento actual das estruturas, como também para futura referência e utilização na manutenção e reabilitação.

A realização de ensaios não destrutivos nas estruturas é fundamental para obter informação realista sobre as suas condições reais. As incertezas subjacentes ao comportamento do material e ao próprio comportamento estrutural exigem a obtenção de informação representativa, no sentido da calibração dos modelos numéricos. Contudo, a avaliação não destrutiva proporciona uma medida do desempenho apenas ao nível da capacidade de serviço, não fornecendo informação ao nível da sua capacidade última. Ainda assim, a identificação e estudo completos da transmissão de carga pelos diferentes

componentes estruturais e dos mecanismos de resistência locais/globais associados podem ser atingidos através da análise à rotura usando apenas um modelo de campo calibrado. Adicionalmente, aspectos desconhecidos do comportamento estrutural são também revelados através da análise do comportamento à rotura. Esta abordagem proporciona a capacidade de identificar mecanismos de resistência que podem estar em risco, prevendo prováveis modos de falha, predizendo o desempenho estrutural e pré-planeando o tratamento. Além disso, um modelo devidamente calibrado pode ser arquivado e actualizado periodicamente para acompanhamento da estrutura e avaliação do seu desempenho.

Neste contexto, a monitorização de estruturas e a medição de grandezas locais em serviço ou sob acções conhecidas contribui para a aferição do sistema estrutural. Por outro lado, a realização de ensaios não destrutivos no sistema real permite, após a confrontação com modelações numéricas, a identificação dos pontos mais críticos e assim, refinar os planos de inspecção [5].

Importa realçar que as discussões resultantes dos vários aspectos de avaliação de pontes são extremamente úteis para as agências de transportes, oficiais de pontes e investigadores. Os aspectos abordados destinam-se a auxiliar na selecção de práticas de implementação adequadas em aplicações de campo, de instrumentação e monitorização de pontes. Estes ajudam a focar as políticas de gestão de pontes, reorientar as estratégias de avaliação e reconsiderar métodos de diagnóstico.

1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO

Em Portugal existe um número vasto de pontes metálicas antigas, construídas nos finais do século XIX e início do século XX, que apresentam algum tipo de degradação. Por outro lado, as actuais exigências ao nível do tráfego conduzem à necessidade de se realizar trabalhos de reabilitação e reforço. Neste sentido, estas estruturas merecem uma atenção especial ao nível da sua conservação e do seu comportamento estrutural.

Neste contexto este trabalho apresenta dois objectivos principais. Por um lado, discutir alguns dos problemas típicos em pontes metálicas antigas e as intervenções e reforços tipo a adoptar. O outro objectivo prende-se com a análise do comportamento estrutural das pontes metálicas antigas. Assim, neste trabalho pretende-se demonstrar as virtudes e as vantagens da aplicação da monitorização, devidamente apoiada por modelos numéricos calibrados, na compreensão e análise do comportamento destas estruturas e na detecção de eventuais avarias.

No sentido de clarificar os aspectos envolvidos nos objectivos definidos, a sua maioria é evidenciada na aplicação a um caso específico de uma ponte centenária – a Ponte Eiffel em Viana do Castelo. Em 2007 esta obra de arte foi submetida a trabalhos profundos de reabilitação e reforço estrutural, tendo sido alvo de uma ampla campanha de monitorização.

Os trabalhos de reabilitação levados a cabo visavam o alargamento e a substituição do tabuleiro rodoviário, tendo sido efectuada a substituição da chapa de banzo da corda superior. A campanha de monitorização levada a cabo foi realizada no âmbito de um protocolo estabelecido entre o LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural – e a Soares da Costa, SGPS, visando o acompanhamento da estrutura durante as obras de reabilitação e a realização de ensaios de recepção após a conclusão dos trabalhos.

1.3. CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO

No sentido de cumprir os objectivos propostos, este trabalho divide-se, para além da Introdução e das Considerações Finais, em cinco capítulos principais, dois dos quais de índole genérica e os restantes dedicados ao caso da Ponte Eiffel.

No Capítulo 2 pretende-se fazer uma síntese dos principais problemas associados às pontes metálicas antigas, começando-se por fazer uma caracterização genérica dos sistemas estruturais mais comuns. Os problemas típicos que as pontes metálicas evidenciam, não só ao nível da degradação mas também ao nível das novas exigências de cargas, e algumas soluções tipo que lhes permitam fazer face, são apresentados.

O Capítulo 3 visa a apresentação genérica dos sistemas de monitorização de estruturas. Procura-se neste capítulo explicitar em que medida a monitorização pode contribuir, ao longo das diversas fases de uma obra, para o acompanhamento do seu comportamento. Neste capítulo presta-se especial atenção à caracterização do comportamento estrutural com base em resultados da monitorização, procurando-se evidenciar a utilidade dos resultados experimentais na calibração de modelos numéricos. São apresentados, ainda que de forma sucinta, os sistemas de monitorização actuais, incidindo-se sobretudo nos elementos aplicados na monitorização da Ponte Eiffel.

O Capítulo 4, o primeiro dos dedicados à Ponte Eiffel, pretende dar ao leitor as informações necessárias à compreensão dos aspectos discutidos nos capítulos subsequentes. Assim, é feito um enquadramento geral da obra e uma breve referência à história da ponte. É feita uma caracterização das condições da estrutura antes das obras de reabilitação no sentido de explicitar os aspectos que presidiram e condicionaram as soluções adoptadas. São ainda descritas as principais tarefas levadas a cabo durante os delicados trabalhos de reabilitação realizados.

Como se disse, a Ponte Eiffel, no âmbito dos trabalhos de reabilitação levados a cabo, foi submetida a uma extensa campanha de monitorização. A campanha de monitorização levada a efeito compreendeu três fases fundamentais. A primeira visava a observação da estrutura durante as obras de reabilitação através de um sistema assente na medição de rotações. Após a conclusão das obras, no sentido de se aferir o comportamento da estrutura, foi realizado um Ensaio de Carga que visava a observação do comportamento da estrutura sob situações de carga diversas. Por último, foram observados os movimentos das juntas de dilatação sob a acção da temperatura. No Capítulo 5 são apresentados os sistemas de monitorização adoptados em cada uma das referidas fases e os resultados mais relevantes obtidos.

Os resultados experimentais obtidos são discutidos no Capítulo 6 com o auxílio de um modelo numérico devidamente elaborado para o efeito. Começa-se por fazer a apresentação do modelo numérico e das hipóteses em que o mesmo assenta. No sentido de auxiliar a interpretação dos resultados é feita, desde logo, uma análise de sensibilidade do comportamento da estrutura com base no traçado de linhas de influência. A análise do comportamento da Ponte Eiffel assenta na comparação dos resultados experimentais com os resultados provenientes do modelo numérico, procurando-se compreender os efeitos que os originam.

O documento termina com a apresentação de algumas conclusões tiradas ao longo do presente trabalho e com a proposta de alguns aspectos que poderão merecer um estudo mais detalhado no futuro.

2

AS PONTES METÁLICAS ANTIGAS

2.1. INTRODUÇÃO

As construções rodoviárias levadas a cabo entre os finais do século XVIII e início do século XIX exigiram a construção de um grande número de pontes, frequentemente de grandes vãos. Esta necessidade estimulou a evolução das técnicas de construção até aí utilizadas, o desenvolvimento de novos sistemas estruturais e o recurso a novos materiais.

A história das pontes metálicas está intimamente ligada à evolução progressiva dos materiais utilizados. O ferro fundido foi o primeiro material moderno aplicado na construção de pontes desde o final do século XVIII em Inglaterra. Desde essa altura, e em virtude do significativo desenvolvimento observado na produção dos aços, a construção de pontes metálicas observou uma evolução muito importante [6].

De início o ferro fundido começou a ser utilizado em Inglaterra que, como principal região produtora, foi o local com maior número de aplicações. O facto de este material apresentar uma fraca resistência à tracção levou a que as pontes apresentassem normalmente a forma de arco, trabalhando, desta forma, em compressão. A ponte sobre o rio *Severn* em *Coalbrookdale*, na Grã-Bretanha, foi a primeira ponte em ferro fundido. Projectada por *Thomas Farnells Pritchard*, com um vão de 30,5m, foi construída em 1779 [7].



Figura 2.1 – Vista da Ponte de Coalbrookdale [8]

Até 1830, mais de trinta obras daquele tipo, inspiradas nas formas e técnicas empregues na construção de pontes em alvenaria, foram construídas em Inglaterra. Não obstante a qualidade da sua construção, o que leva a que muitas, mesmo passados mais de 200 anos, ainda se mantenham, devido à fragilidade do ferro fundido e às crescentes exigências do tráfego actual, algumas destas obras encontram-se fora de serviço e, em alguns casos, têm sido substituídas.

O aperfeiçoamento da laminagem do ferro, com a descoberta e generalização do martelo-pilão a vapor em meados do século XIX, e a consequente substituição do ferro fundido por aços com teor em carbono mais baixo, marcaram o início de uma nova era na construção de pontes. A possibilidade de produzir industrialmente ferro laminado motivou os construtores a projectar pontes de elementos em chapa. Apesar de mais caro do que o ferro fundido, estes aços apresentavam a vantagem de uma boa resistência à tracção e uma elevada ductilidade.

A ponte que *Eiffel* projectou em Bordéus em 1860, vulgarmente designada por *La Passerelle*, representa a primeira ponte com um modelo de vigas (vigas de alma rota) de altura constante que, pela sua simplicidade, trouxe enormes vantagens em termos de processo construtivo e economia de material.



Figura 2.2 – Vista da Ponte *La Passerelle* [9]

Depois das vigas de alma rota, outros sistemas estruturais, como as vigas tubulares, os grandes arcos, *bow-strings*, e pontes *cantilever*, surgiram. Mais tarde, por volta de 1930 a introdução da soldadura, como alternativa ao meio de ligação predominante que era a rebitagem, potenciou o aparecimento de pontes metálicas em caixão e, mais tarde, as vigas de alma cheia.

Em Portugal a história das pontes metálicas está directamente ligada à construção das linhas de caminho de ferro e à sua evolução desde 1852, data da criação do MOPCI – Ministério das Obras Públicas, Comércio e Indústria. Posteriormente, já próximo da viragem do século, a construção de pontes metálicas teve um novo incremento importante devido à construção de novas infra-estruturas rodoviárias [10].

Construídas há muitas décadas, e sujeitas a inúmeros factores de degradação, como a erosão climática, e a cargas crescentes devidas ao tráfego cada vez mais intenso e exigente, muitas pontes metálicas encontram-se em condições inadequadas de funcionamento. Esta situação, que tem conduzido à redução das condições físicas e funcionais das estruturas, tem causado inúmeros problemas para a circulação e para os seus utilizadores, tendo muitas vezes, consequências negativas no

desenvolvimento económico das populações. Assim, não obstante a necessidade de avultados investimentos no sentido de corrigir as anomalias, torna-se imperioso intervir nestas estruturas.

Deficiências como o enfraquecimento estrutural ou defeitos localizados podem levar a que a estrutura se afaste do comportamento desejável e não esteja de acordo com as normas de segurança estrutural exigidas. O estado de uma ponte é considerado inadequado não só quando ocorre uma rotura súbita da estrutura, mas também quando são patentes deficiências localizadas, como a fendillhação, a corrosão, deformação excessiva, deterioração prematura dos materiais e envelhecimento, que a impedem de satisfazer em pleno os requisitos para que foi construída [11].

A durabilidade das pontes metálicas tem sido demonstrada através de inúmeros exemplos de pontes que, construídas há mais de 100 anos, se mantêm ainda em condições adequadas de funcionamento. Contudo, a durabilidade, para qualquer tipo de estrutura ou material, tem um preço. Uma estrutura durável resulta de uma manutenção regular e atenta, o que requer a realização de pinturas, inspecções periódicas, trabalhos de reparação e reabilitação e obras de reforço.

2.2. CARACTERIZAÇÃO DOS VÁRIOS SISTEMAS ESTRUTURAIS

2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O espectro de pontes metálicas é bastante vasto uma vez que estas representam a maior família de estruturas existentes. As pontes metálicas cobrem toda a história da indústria ferroviária, desde o seu início até aos dias de hoje, estando também associadas a grandes progressos ao nível da produção dos materiais. Consequentemente, esta família de estruturas inclui variadíssimos tipos de pontes, geometrias, processos construtivos e materiais de propriedades distintas [12].

As soluções estruturais das pontes metálicas podem ser bastante distintas entre si, dividindo-se, de uma forma genérica, nos seguintes tipos [7]:

- i. *Pontes em Viga*: os esforços transversais (momento-flector e esforço transversal) entre os apoios verticais são os principais esforços observados. Este tipo de pontes pode ser ainda dividido em pontes com tramos simplesmente apoiados, tramos contínuos ou vigas cantilever;
- ii. *Pontes em Pórtico*: neste tipo de estruturas as vigas longitudinais são rigidamente ligadas aos elementos, verticais ou inclinados, de apoio, havendo transmissão de momentos nos nós. Além dos esforços transversais, pode desenvolver-se algum esforço axial;
- iii. *Pontes em Arco*: as cargas são transmitidas às fundações, por compressão axial, através do arco, o elemento estrutural principal. A reacção horizontal nas extremidades é garantida ou pela fundação ou por tirantes ao longo do comprimento total do vão. No último caso, a estrutura é vulgarmente chamada de *Bow-String*;
- iv. *Pontes Atirantadas*: as vigas principais são suportadas por um conjunto de tirantes dispostos num plano vertical, ou próximo, que são pendurados de uma ou mais torres, a uma altura adequada.
- v. *Pontes Suspensas*: o tabuleiro da ponte é suspenso em cabos esticados ao longo dos bordos da ponte e ancorados ao terreno nas extremidades da ponte. Estes cabos passam por torres erguidas próximo das extremidades da estrutura.

Note-se que os três primeiros tipos de pontes e os tabuleiros dos dois últimos tipos podem ser constituídos por vigas de alma cheia ou vigas em treliça.

Antes de 1930, as ligações entre os vários elementos eram materializadas por rebites colocados a quente, sendo esta a única forma de executar ligações em estruturas metálicas. Só mais tarde, com o desenvolvimento da metalurgia, em que os aços começaram a ter uma composição química mais controlada, dando origem a aços de melhores características químicas e mecânicas, foi possível o desenvolvimento de outros sistemas de ligação como os parafusos e a soldadura [10].

Como se disse anteriormente, a construção de pontes metálicas em Portugal assumiu maior expressão no período entre 1850 e 1910. Assim, nesta secção dá-se maior relevo aos sistemas estruturais característicos desse período – as pontes em arco e as pontes em viga treliçada.

Além disso, e pelo facto de nesse período os elementos serem constituídos essencialmente por secções compostas por chapas e cantoneiras, far-se-á uma breve referência a este tipo de secções transversais.

2.2.2. TIPOS DE SECÇÕES TRANSVERSAIS

Uma questão relevante para a compreensão dos sistemas estruturais utilizados nas estruturas metálicas nos finais do século XIX e início do século XX prende-se com as técnicas de laminagem utilizadas. Naquela altura só era possível a obtenção de chapas, cuja espessura era, em geral, de 9mm, e de cantoneiras obtidas através da dobragem das chapas.

Assim, decorrente desta limitação e do facto de, como se disse, não ser ainda possível efectuar ligações soldadas, as secções transversais dos elementos estruturais resultavam da junção de chapas e cantoneiras ligadas através de rebites. Como se pode ver na Figura 2.3, a combinação destes elementos possibilitava a obtenção de perfis das mais variadíssimas formas, adequadas aos diversos sistemas estruturais.

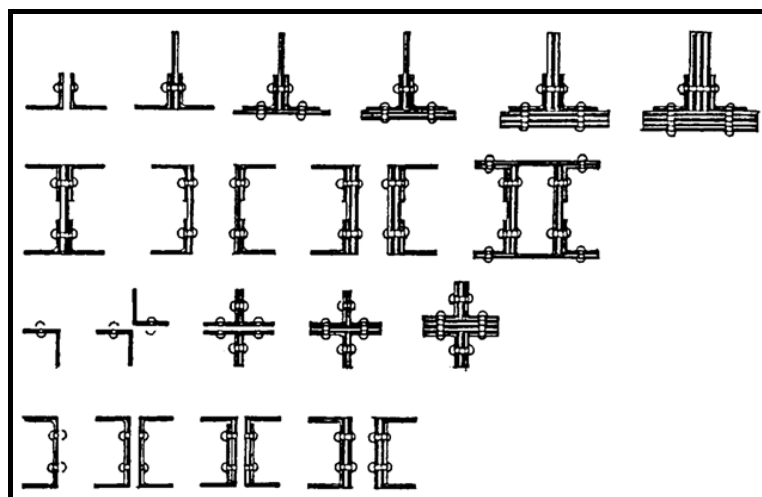


Figura 2.3 – Tipos de secções compostas rebitadas [12]

O comprimento das chapas depende um pouco do elemento estrutural mas, regra geral, não ultrapassa 6m a 10m, o que leva a uma utilização frequente de cobre-juntas. Ainda assim, no caso dos banzos compostos pela sobreposição de algumas chapas, o facto de variar a sobreposição das mesmas na direcção longitudinal permite a dispensa de cobre-juntas e, em simultâneo, a obtenção de elementos com boa resistência.

Como as peças eram normalmente compostas *in situ*, o peso relativamente baixo das várias chapas e cantoneiras constituía uma vantagem na medida em que, na fase de construção, a sua elevação dispensava a utilização de meios potentes [10].

2.2.3. PONTES EM ARCO

As pontes metálicas em arco foram as primeiras pontes metálicas, podendo ser classificadas em dois tipos: arcos compactos e arcos treliçados. Os arcos compactos eram normalmente em ferro fundido, material com baixas resistências à tracção. Com o surgimento de novos materiais, como o ferro pudelado, com melhores características mecânicas, começaram a surgir os vários tipos de pontes em arco treliçado.

Em Portugal as pontes deste tipo são uma minoria, sendo apenas de referir a Ponte de D. Maria Pia, construída em 1877 e a Ponte Luiz I, construída em 1886. De salientar o facto da primeira, ferroviária, encontrar-se há já alguns anos desactivada.

Ao nível estrutural estas pontes apresentam um arco formado por um caixão em treliça (contituído por quatro cordas ligadas entre si por treliças de contraventamento). O tabuleiro é, em geral, assente numa viga treliçada, cujas cordas são constituídas por chapas rebitadas, que pode apresentar apoios intermédios, materializados sob a forma de pilares apoiados no próprio arco.



Figura 2.4 – Vista da Ponte Luiz I [13]

Como os arcos são sujeitos a esforços de compressão elevados apresentam secções transversais muito mais robustas do que os restantes elementos da ponte, tanto nas cordas, como nos elementos de contraventamento. Acompanhando a distribuição dos esforços de compressão, estes arcos são normalmente de secção variável.

2.2.4. PONTES EM VIGAS TRELIÇADAS

Este tipo de sistema estrutural é comum à grande maioria das pontes metálicas mais antigas, sobretudo na Europa. É um sistema estrutural que, além de permitir uma optimização da utilização do material, apresenta um processo construtivo bastante mais simples do que o das pontes em arco ou pontes suspensas.

Os vãos para este tipo de estruturas situam-se habitualmente entre os 40m a 70m. No caso de se tratar de uma estrutura com vários vãos, nos quais existe normalmente continuidade sobre os pilares, os vãos de extremidade apresentam comprimentos da ordem de 60% a 70% dos intermédios. Quando se trata de estruturas de vãos únicos simplesmente apoiados, em geral, a viga treliçada apresenta altura variável com configuração parabólica.

Entre as vigas treliçadas, podem ainda distinguir-se, pela configuração dos contraventamentos verticais no sentido longitudinal, as vigas do tipo cruz de St.º André, de rótula múltipla, *Warren* ou *Pratt*, apresentadas nas Figura 2.5 a Figura 2.8 [14].



Figura 2.5 – Ponte do Meirinho (Viga principal tipo Cruz de St.º André)



Figura 2.6 – Ponte de Murça (Viga principal do tipo rótula múltipla)



Figura 2.7 – Ponte de Trezói (Viga principal do tipo *Warren*)

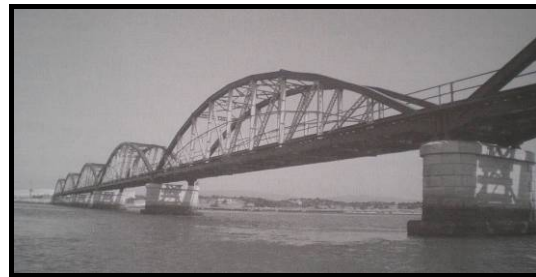


Figura 2.8 – Ponte de Portimão (Viga principal parabólica do tipo *Pratt*)

As diferentes configurações dos contraventamentos longitudinais conduzem naturalmente a diferentes distribuições de esforços pelos elementos, condicionando assim as suas dimensões. Com efeito, nas estruturas constituídas por cruces de St.º André, ao contrário das estruturas que apresentam uma grelha de diagonais a materializar o contraventamento vertical longitudinal das vigas, a secção transversal dos montantes é substancialmente inferior à secção das diagonais.

Neste tipo de estruturas, condicionada pela configuração das vigas principais, a localização do tabuleiro pode ser superior ou inferior, existindo ainda pontes que compreendem 2 tabuleiros, um inferior e outro superior.

Na grande maioria destas pontes rodoviárias a estrutura do tabuleiro existente já não corresponde à estrutura original. À data de construção destas obras os tabuleiros eram normalmente constituídos por pranchas de madeira assentes sobre uma grelha de vigas de aço. No entanto, com a degradação da madeira e o aumento das solicitações, os tabuleiros em madeira foram gradualmente substituídos por

lajes em betão armado. A técnica mais utilizada consistia em aproveitar a grelha de vigas metálicas e sobre esta construir uma laje de betão armado, sendo a cofragem materializada por chapas copadas.

2.3. PROBLEMAS TÍPICOS EM PONTES METÁLICAS

2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Uma das principais causas da degradação estrutural e funcional das pontes metálicas é a corrosão que, em consequência da junção de um ambiente propício à oxidação do aço e da falta de pintura, levará, entre outros fenómenos, a um processo gradual de perda de secção resistente. A fadiga e a fissuração do próprio material, associadas a repetidos ciclos de carga e descarga, as deficiências estruturais, de que são exemplo os fenómenos de encurvadura ou as vibrações excessivas, os danos provocados por acidentes, incêndios ou vandalismo, ou as anomalias em aparelhos de apoio e juntas de dilatação são exemplos de anomalias que põem em causa o correcto funcionamento das pontes metálicas.

As anomalias resultantes do incremento das solicitações das estruturas também não devem ser desprezadas. As pontes metálicas quando foram construídas visavam fazer face a um conjunto de cargas que, ao longo dos tempos, tem vindo a aumentar progressivamente em resultado das necessidades de tráfego. No entanto, esta evolução não foi, muitas vezes, acompanhada de estudos de verificação da estabilidade das obras e de conformidade das solicitações com a resistência estrutural. Desta forma, sucederam-se situações em que as pontes foram sofrendo assentamentos diferenciais, deformações não recuperáveis e fracturação de alguns elementos que, sem comprometer a sua segurança última, lhes diminuíram substancialmente o tempo de vida [15].

Outras situações que podem introduzir danos indesejáveis, apesar de pouco comuns e, por isso, pouco referenciadas na literatura, são a ocupação e utilização das estruturas para fins que não os previstos e a remoção de elementos estruturais, por parte das pessoas. Estes casos, verificados sobretudo em regiões subdesenvolvidas, poderão conduzir à degradação precoce dos elementos estruturais e, em determinadas situações, conduzir ao colapso da estrutura.

Importa ainda referir que muitas patologias observadas em estruturas metálicas apenas são detectadas após o início dos trabalhos de reforço ou reabilitação. É só nesta fase que muitas patologias ficam efectivamente visíveis ou porque, durante as inspecções efectuadas, as condições de acesso não foram suficientes ou porque as peças danificadas estavam cobertas por outros elementos, ficando visíveis após o desmonte. Assim, no sentido de enumerar as patologias frequentemente observadas em estruturas metálicas antigas, é de atender não só aos relatórios de inspecção que têm vindo a ser realizados, mas também a outros documentos nos quais são registadas as anomalias observadas durante as intervenções de reabilitação e reforço de algumas obras [10].

Nesta secção apresenta-se um conjunto de patologias frequentes em estruturas metálicas, na qual se faz a sua identificação e descrição e se apontam as causas prováveis para o seu aparecimento.

2.3.2. DEFICIÊNCIAS ESTRUTURAIS

A observação e a análise de pontes metálicas antigas permitem concluir que, em muitos casos, se verificam deficiências estruturais que põem em causa a manutenção em serviço das estruturas. As principais deficiências estruturais poderão estar relacionadas com a capacidade de carga da própria estrutura, fenómenos de encurvadura de alguns elementos estruturais e vibrações excessivas. Estes defeitos podem resultar por um lado de uma má concepção ou de um dimensionamento incorrecto da

estrutura, ou, por outro lado, simplesmente pelo facto das actuais exigências em termos de solicitações e verificações da segurança estrutural serem muito mais restritivas do que as da época da construção das pontes antigas.

Devido ao aumento significativo das sobrecargas, quer rodoviárias, quer ferroviárias, na verificação de segurança de pontes metálicas centenárias é comum encontrar-se alguns elementos estruturais, que em casos mais graves serão em grande número, com capacidade de carga insuficiente. Os elementos estruturais mais susceptíveis de serem considerados com capacidade de carga insuficiente são:

- Os contraventamentos verticais e montantes junto aos apoios que, estando comprimidos em resultado de esforço transversal elevado, podem apresentar fraca resistência à encurvadura;
- As carlingas e longarinas em virtude dos esforços gerados pelos veículos serem significativamente superiores aos admitidos na altura da concepção da estrutura;
- Pilares e respectivas fundações desajustadas às acções sísmicas regulamentares.

Se nos casos de falta de resistência localizada a substituição das respectivas peças se afigura como a solução mais adequada, em casos de falta de capacidade global é corrente, como se verá na Secção 2.4.5.2, recorrer à aplicação de pré-esforço exterior.

Outra deficiência estrutural frequente prende-se com a fraca resistência dos elementos estruturais comprimidos aos fenómenos de encurvadura. Para a detecção deste problema é fundamental a realização de uma análise estrutural no sentido de identificar as barras mais condicionadas, uma vez que, através de uma simples inspecção visual, dificilmente será detectado. Ainda assim, deformações resultantes da plastificação do material dos banzos e almas comprimidas, assim como desalinhamentos dos eixos das peças, nomeadamente curvaturas perpendiculares ao eixo de menor inércia da peça, poderão indiciar este problema. É frequente observar-se problemas de encurvadura nos banzos comprimidos das vigas principais, em especial em pontes do tipo *Bow String*.

Em pontes metálicas antigas é corrente verificarem-se problemas de vibração excessiva da estrutura, que podem ser caracterizados através da determinação das frequências próprias da estrutura. Para a obtenção das frequências próprias da estrutura pode recorrer-se a ensaios dinâmicos de vibração ambiental, o que implica uma instrumentação provisória da estrutura. Alternativamente, estas podem ser obtidas através da análise modal da estrutura com recurso a uma modelação num programa de cálculo de elementos finitos. Uma vez que ambos os métodos apresentam incertezas, é conveniente confrontar os resultados obtidos por cada uma das metodologias. Por outro lado, esta é uma das formas mais eficazes de calibrar os modelos numéricos das estruturas.

2.3.3. CORROSÃO

A corrosão é sem dúvida um dos problemas mais comuns em pontes metálicas, pelo que tem sido largamente tratado na literatura desde há muitos anos. *Ahmad* (referenciado em [11]) definiu a corrosão como sendo a destruição do metal, que ocorre devido à oxidação do ferro, quando exposto a condições adversas. Se em muitos casos a extensão dos danos é considerável, outros há em que, apesar de a ferrugem ser visível nas estruturas, em geral, a sua situação não é preocupante.

A água com algum teor de sal, que contactando sistematicamente com os aços, apresenta-se como um dos meios mais importantes de oxidação dos metais. Assim, as obras que se encontram nas proximidades do mar são bastante vulneráveis a este fenómeno. No entanto, a simples existência de humidade é suficiente para potenciar a corrosão, pelo que obras que se localizem em zonas de nevoeiros frequentes, não estão imunes ao fenómeno.

De entre os elementos mais susceptíveis de serem atacados pela corrosão, todos os que apresentem micro-fendilhação, em virtude do estado de tracção a que possam estar sujeitos, encontram-se numa situação mais vulnerável.

Outro meio potenciador do fenómeno da corrosão é a deposição de substâncias, como os materiais que possam cair dos contentores onde são transportados ou os excrementos de animais, que pelas suas características químicas criam as condições para a ocorrência do fenómeno, sobre os elementos estruturais. Neste contexto importa fazer referência às pontes que, devido à sua localização, favorecem a fixação de aves para aí fazerem os seus ninhos. Localizando-se em zonas recatadas e, regra geral, mais elevadas, a acessibilidade é limitada e a detecção do estado de degradação é, muitas vezes, tardia. Um exemplo ilustrativo desta situação é o caso da Ponte Luiz I no Porto, em que o elevado número de pombas que se alojam na zona superior do arco muito tem contribuído para o acelerar da corrosão nessa obra [15].

Outros meios potenciadores do fenómeno da corrosão são os fumos ou resíduos lançados na atmosfera. Assim, há que ter em atenção não só a existência de fábricas, que de alguma forma possam lançar substâncias corrosivas, nas proximidades das estruturas mas também a passagem de veículos que transportem produtos com as referidas características.

Uma outra questão específica relativa à corrosão está relacionada com a circulação de correntes eléctricas em algumas peças metálicas das estruturas. Com efeito, estas correntes, designadas vulgarmente por *correntes vagabundas*, podem dar origem a uma acção electrolítica que se traduz no aumento significativo do fenómeno da corrosão.

O sinal que marca o início do fenómeno da corrosão é a degradação do sistema de protecção – a pintura – dos elementos metálicos. Se em muitas pontes metálicas a degradação da pintura, e conseqüente desaparecimento, se deve à ausência de manutenção, noutras o problema advém da má execução ou do emprego de tintas deficientes (tratamento inadequado das superfícies, aderência reduzida, sub-espessuras, excesso de solventes, etc.).



Figura 2.9 – Exemplo de uma pintura em avançado estado de degradação [10]



Figura 2.10 - Banzo em forma de "U" com acumulação de detritos [10]

Nas estruturas metálicas, factores como a exposição das superfícies ao sol, chuva e vento, associados a pormenores construtivos que facilitam a acumulação de detritos que por sua vez retêm a humidade,

promovem o fenómeno da corrosão. Na Figura 2.10 ilustra-se uma situação em que os banzos em forma de “U” com a parte superior aberta, muito correntes em pontes do tipo *Bow String* por permitirem uma boa fixação dos tirantes e diagonais, propiciam a acumulação de detritos e de águas da chuva. A acumulação de elevados níveis de humidade nessas superfícies promove um ambiente favorável ao desenvolvimento da corrosão.

Como se disse anteriormente, as pontes metálicas antigas são constituídas essencialmente por perfis compostos e chapas com espessuras relativamente reduzidas (entre 7 e 12mm). Da grande variedade de secções compostas existentes, inúmeras constituem uma preocupação em termos de protecção anticorrosiva na medida em que, apresentando espaços entre elementos de dimensões reduzidas, são mal ventiladas e não permitem uma repintura efectiva.

Em elementos compostos por duas ou mais chapas sobrepostas, a corrosão das superfícies de contacto leva em muitos casos à formação de bolsas de ferrugem e consequente “abertura” das chapas, como se pode ver na Figura 2.11.

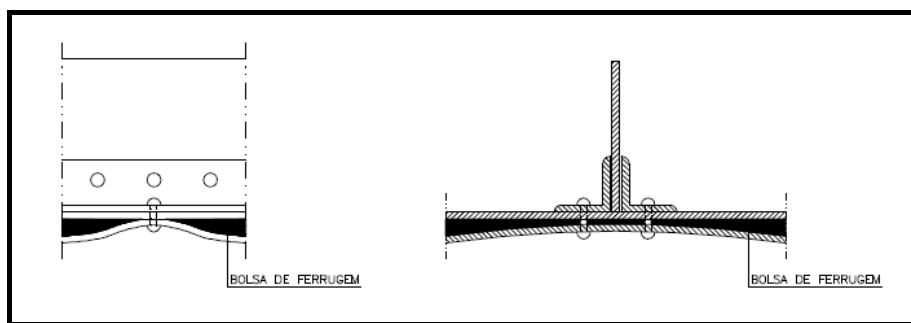


Figura 2.11 – Formação de bolsas de ferrugem entre chapas [15]

Estes defeitos provêm, em geral, por um lado da reduzida espessura das chapas e da fraca resistência à flexão das mesmas assim como o demasiado espaçamento entre rebites e distância a que estes se encontram dos bordos das chapas. A camada de ferrugem que se forma entre as chapas torna-se, por vezes, de grande espessura, chegando a encurvar as chapas e a forçar os rebites, fazendo-lhes saltar a cabeça. A limpeza destas zonas danificadas torna-se difícil quando não é possível desmontar as chapas, situação bastante frequente nos banzos das vigas principais dos tabuleiros.



Figura 2.12 – Exemplo de formação de bolsas de ferrugem entre chapas

Nos casos em que a repintura não constitua uma solução adequada, a selagem das aberturas com materiais impermeáveis poderá retardar o processo corrosivo, não sendo, no entanto, uma medida correctiva do fenómeno. Todavia, este processo pode revelar-se bastante dispendioso caso estas situações sejam frequentes na estrutura, podendo em alguns casos, como por exemplo em contraventamentos subdimensionados, justificar-se a sua substituição integral.

Um problema delicado de corrosão reside nos banzos de vigas em contacto com betão, situação frequente em tabuleiros rodoviários. Em muitos casos as superfícies de contacto aço/betão encontram-se com perdas de secção elevadas, obrigando muitas vezes à substituição ou reforço do banzo superior. Todavia, só através da demolição da laje de betão é possível avaliar o estado de conservação do banzo.



Figura 2.13 – Banzo, em contacto com betão, em avançado estado de corrosão

Outros factores que levam à degradação da estrutura metálica adjacente à laje de betão são infiltrações de água resultantes de deficiências do sistema de drenagem ou da má qualidade do betão e à sua elevada porosidade.

Entre outros pormenores construtivos problemáticos que podem constituir pontos de potencial ocorrência de corrosão podem referir-se os montantes em caixão fechado, chapas sobre aparelhos de apoio, espaços mal ventilados ou que facilitem a acumulação de detritos, pontos de infiltração de água, como fissuras em lajes de betão armado, vizinhança de sumidouros, etc. [10].

A corrosão dos elementos metálicos pode atingir proporções preocupantes que, em muitos casos, pode obrigar a trabalhos de reparação, substituição parcial e, em casos extremos, substituição integral das peças. Todavia, na observação de patologias relacionadas com a corrosão de elementos metálicos há que ter em atenção que os produtos da corrosão podem apresentar um volume até cerca de 10 vezes do volume inicial de aço. Assim, para uma correcta avaliação e medição da perda de secção é fundamental efectuar uma limpeza mecânica, por intermédio de escovagem mecânica ou por decapagem, da área em questão.

2.3.4. FENÓMENOS DE FADIGA

Há mais de 200 anos que o fenómeno da fadiga tem ocupado os investigadores, tendo despertado a atenção a partir da aplicação de metais nas estruturas. A explicação da rotura devido à fadiga pode

consistir em: *O material atingiu um estado de cansaço que levou a que não suportasse mais as cargas para que foi projectado*, daí o nome de fadiga [12].

Uma das primeiras pessoas a investigar o fenómeno da fadiga foi *Wohler* (1819-1914), que conduziu investigações sobre o motivo de os eixos dos comboios romperem em resultado de cargas repetidas, ainda que inferiores às cargas estáticas de projecto.

Os resultados de testes relativos ao comportamento à fadiga dos materiais foram tratados graficamente, apresentando-se as tensões no eixo vertical e o número de ciclos, numa escala logarítmica, no eixo horizontal, sendo visível um decréscimo linear. Estes diagramas, conhecidos por diagramas S-N (*Stress – Number of cycles*), desenvolveram-se para ser aplicados em normas, em vigor ainda hoje, no sentido de prever a resistência das estruturas à fadiga.

As roturas por fadiga podem ocorrer em regiões localizadas ou em toda a estrutura devido a ciclos de carga a níveis inferiores aos que, de forma estática, provocariam a rotura. As roturas por fadiga podem ser explicadas por fissuração microscópica que se verifica no material e que enfraquece os elementos estruturais. Quando surge uma fenda, cada ciclo de carga (acima de um determinado patamar) contribui para o seu desenvolvimento e propagação até que o material não fissurado que resta, é incapaz de suportar a carga e rompe.

O processo que conduz à rotura por fadiga é muitas vezes explicado em três fases [12], cada uma com as suas características próprias:

- i. *Início da fendilhação*: uma fenda começa a formar-se na microestrutura do metal. As fendas iniciam-se através de deformações plásticas devido à tensão nos cristais de aço. Isto acontece quando as tensões num cristal atingem a sua tensão de cedência e o cristal começa a deformar-se plasticamente. As deformações plásticas têm muitas vezes origem em zonas de concentração de tensões ou em impurezas.
- ii. *Propagação da fendilhação*: a fenda começa a desenvolver-se no material. A propagação da fendilhação ocorre devido aos carregamentos cíclicos continuados, fazendo com que as fendas se desenvolvam numa ou mais fendas principais. Forma-se uma zona plástica, nos limites da fenda, com o tamanho de alguns cristais. O crescimento das fendas depende da estrutura interna do material, do tamanho dos cristais (que condicionam não só a direcção das fendas, como também a capacidade de suportar a fadiga na primeira fase). Contudo, no final, as fendas tomam a direcção normal ao eixo do campo das tensões principais de tracção.
- iii. *Rápido crescimento da fenda*: a estrutura, ou região fragilizada, estão a atingir a rotura rapidamente. A última fase no processo de fadiga consiste na rotura devido ao facto da secção transversal existente não ser capaz de resistir às cargas. A rotura pode ocorrer de duas formas: frágil ou dúctil. A rotura frágil conduz ao colapso repentino enquanto a rotura dúctil é caracterizada pela deformação plástica da secção remanescente.

O número de ciclos para as diferentes fases do processo de fadiga pode variar significativamente, desde centenas a milhões de ciclos, dependendo do nível de tensões, da tensão instalada, das propriedades dos materiais, etc.

A questão da resistência à fadiga dos materiais metálicos das pontes antigas é de grande interesse e, no caso das intervenções de reabilitação e reforço necessárias se revelarem demasiado complexas e dispendiosas, pode conduzir ao abandono da exploração de uma ponte.

Em pontes centenárias, os níveis de danos em elementos estruturais sujeitos a histórias de carregamentos semelhantes (em termos de número de ciclos e de níveis de tensão) dependem muito da

composição química dos materiais e das técnicas de laminagem dos materiais utilizados. Só o facto de haver uma alteração na origem da produção do material, o que é muito comum em pontes antigas, pode introduzir uma grande variabilidade desses parâmetros. Desta forma, em qualquer projecto de reabilitação de uma ponte metálica antiga é fundamental a realização de estudos de fadiga sobre amostras retiradas *in situ*.

Como se disse, dos ciclos de carga e descarga pode resultar a iniciação e propagação de fendas, cuja formação inicial pode ter diversas origens: soldadura, buracos de rebites ou parafusos, entalhes, imperfeições do material, perda de secção e corrosão. No caso de pontes antigas, é conhecido que o material possui um elevado número de inclusões, que poderão facilitar o desenvolvimento de fissuras por fadiga. Nos elementos constituídos por cantoneiras e chapas rebitadas, as zonas mais propícias à ocorrência do referido fenómeno são as zonas rebitadas dos banzos e as ligações, em especial as das vigas principais e as realizadas com goussets. É frequente observar-se que a alma das longarinas, a meio vão, desceu em relação às abas horizontais das cantoneiras do banzo superior, o que denuncia não só a ovalização dos furos da ligação das cantoneiras à alma, bem como o “alívio” dos rebites de ligação da longarina à carlinga [15].

Na inspecção e avaliação do estado de conservação de pontes, deve ser tida especial atenção nos diversos pormenores construtivos da estrutura. A fadiga pode ser a maior responsável por patologias, mesmo em pontes metálicas aparentemente bem conservadas. A fissuração decorrente da fadiga pode, se não estiver tapada com tinta nem com detritos, ser detectada pela simples observação directa dos elementos. Contudo, quando não é visível a olho nu, pode ser detectada usando métodos não destrutivos, penetração de tinta corante, partículas magnéticas, ultra-sons e técnicas de raio-X.

O efeito da fadiga é decisivo na maioria das pontes metálicas uma vez que as cargas cíclicas de serviço podem ser substancialmente maiores do que as permanentes. Ainda assim, é de sublinhar que os problemas de fadiga surgem apenas a partir de um determinado nível de tensões. Abaixo desse nível, o número de ciclos para atingir a rotura é, teoricamente, ilimitado. Desta forma, o fenómeno de fadiga é muito mais sensível em pontes ferroviárias do que em pontes rodoviárias. Contudo, uma vez que as cargas e a densidade de tráfego estão constantemente a aumentar, é de prever que este fenómeno comece a assumir uma importância relevante também em pontes rodoviárias [16].

Uma vez que as patologias por fadiga são devidas essencialmente, além de defeitos de concepção e impacto ambiental, às cargas cíclicas durante o tempo de vida da estrutura, em geral, quanto mais antigas forem as pontes, maiores serão os danos resultantes da fadiga [5]. Contudo, o conhecimento relativo à capacidade das antigas estruturas rebitadas suportarem os fenómenos de fadiga não tem sido tão largamente estudado como para as modernas estruturas ligadas através da técnica da soldadura. A técnica de ligações por rebites é, nos dias de hoje, pouco praticada, pelo que a informação relativa à avaliação da segurança de estruturas rebitadas nas normas ou códigos estruturais é escassa. No capítulo 7 da referência [12] e na referência [16] são apresentadas metodologias no sentido avaliar a resistência das estruturas à fadiga e estimar a durabilidade de estruturas rebitadas.

No sentido de definir medidas de reparação dos efeitos de fadiga, as causas para o seu início devem ser perfeitamente conhecidas. Para reforçar regiões enfraquecidas localmente, devem ser tomadas, tendo sempre presente as causas, as medidas apropriadas. O processo de rotura por fadiga difere de estruturas rebitadas para estruturas soldadas. Em geral, o engenheiro deve identificar as anomalias com especial sensibilidade para as questões de fadiga nas estruturas.

O conhecimento dos ciclos de carga que possam induzir problemas de fadiga é fundamental na avaliação das questões de segurança relativas a este problema. Contudo, esta informação, em virtude da idade das estruturas, é muitas vezes desconhecida. Ainda assim, alguns estudos mostram que

eventuais danos por fadiga acumulados nas estruturas até ao final da II Guerra Mundial são desprezáveis face aos ciclos de carga aplicados nos últimos 50 anos [12].

2.3.5. ANOMALIAS NOS APARELHOS DE APOIO

Os aparelhos de apoio das pontes são elementos que determinam de forma decisiva o seu comportamento, podendo, no caso de se apresentarem em condições deficientes, contribuir para o aparecimento e desenvolvimento de anomalias em toda a estrutura.

Os aparelhos de apoio usados antigamente, nomeadamente os que permitiam movimentos da estrutura, não apresentavam as características de durabilidade que lhes permitissem chegar aos dias de hoje em perfeitas condições, pelo que a sua manutenção é fundamental para o seu correcto funcionamento. Os apoios do tipo fixo permitem apenas rotações e impedem os deslocamentos horizontais. Os de tipo móvel podem ser de rolos ou de pêndulo, permitindo deslocamentos horizontais.



Figura 2.14 – Aparelho de apoio do tipo fixo [17] Figura 2.15 – Aparelho de apoio do tipo móvel [17]

A manutenção dos aparelhos de apoio deve incidir, fundamentalmente, na sua limpeza e lubrificação, no sentido de os movimentos de translação na direcção longitudinal da estrutura, decorrentes de variações de temperatura, serem permitidos. Quando as deformações induzidas são superiores às admitidas pelos aparelhos de apoio, em virtude de impedimentos ao movimento, são introduzidos esforços secundários na estrutura. Na Figura 2.16 apresenta-se de forma esquemática o que pode acontecer às vigas principais quando os aparelhos de apoio com liberdade de translação se encontram bloqueados.

Muitas vezes, a degradação das rótulas dos aparelhos de apoio, como consequência da corrosão, induz impedimentos à rotação dos aparelhos de apoio, podendo também introduzir esforços secundários na estrutura.

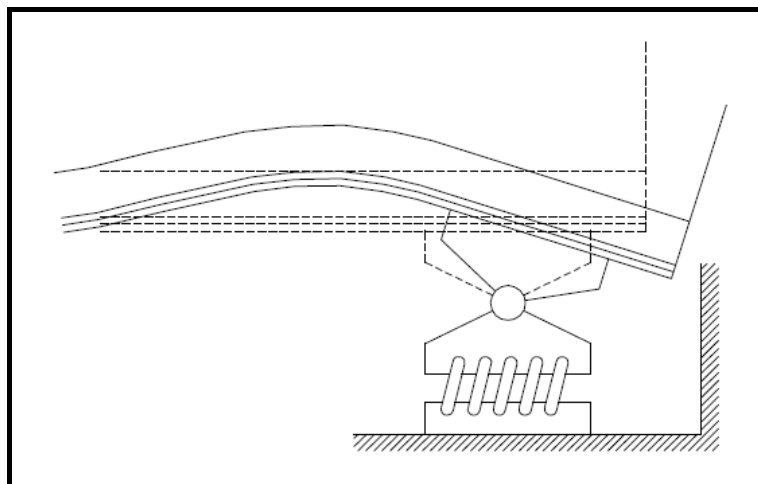


Figura 2.16 – Esquema de potencial dano devido a impedimento no aparelho de apoio [15]

A própria ocorrência de um sismo pode provocar o desalinhamento dos aparelhos de apoio e, em resultado da simples passagem de veículos na estrutura, pode verificar-se a introdução de esforços por empenamento.

Outra questão a ter em consideração está relacionada com a degradação das alvenarias que suportam os aparelhos de apoio. A sua desagregação pode conduzir a um assentamento ou a uma rotação do aparelho de apoio que pode ser a causa da introdução de deformações e esforços não desejáveis na estrutura.

2.3.6. ANOMALIAS EM LIGAÇÕES

As ligações rebitadas, utilizadas em pontes metálicas antigas, apesar de hoje em dia estarem esquecidas e serem desvalorizadas, configuram ligações de excelente qualidade. Consistindo numa ligação totalmente segura, pelo facto de preencher os furos na totalidade e o seu arrefecimento introduzir um ligeiro pré-esforço, revela-se especialmente adequada a pontes ferroviárias, por não permitir a “martelagem” ou deslizamento das peças, provocados pela passagem das sobrecargas e de vibrações inerentes às composições ferroviárias [18].

Contudo, quando um rebite se encontra mal cravado deixa de ser selante e dá-se início a um processo de degradação por corrosão que pode conduzir à sua rotura. A infiltração de água pode levar à corrosão da cabeça e do próprio corpo do rebite, situação facilmente identificada através da formação de um círculo de oxidação em torno da cabeça do rebite.

Os defeitos de cravação são muitas vezes visíveis a olho nu, devendo no entanto, ser efectuada uma verificação com o “martelo de verificar rebites”. Quando se detectar que os rebites não estão em condições adequadas, por se apresentarem “leves”, mal apertados contra as chapas ou com a cabeça fendida ou descentrada, devem ser de imediato substituídos. Há que ter em atenção que a substituição de rebites pode provocar reajustes na ligação entre chapas ou ainda um alívio dos rebites vizinhos.

Na Figura 2.17 são apresentados alguns defeitos decorrentes de uma execução deficiente da cravação.

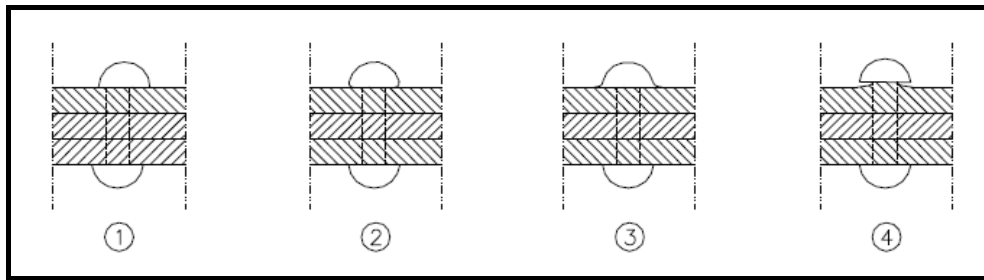


Figura 2.17- Exemplos de rebites cravados de forma deficiente [15]

O esquema 1 mostra um rebite descentrado em virtude de uma colocação incorrecta da embutideira no eixo do rebite. No caso 2, também resultado de uma deficiente colocação da embutideira, a cabeça formada revela-se demasiado pequena, não garantindo uma boa ligação. De forma antagónica, no esquema 3, é visível uma cabeça do rebite demasiado grande, o que não compromete, necessariamente, a estabilidade da ligação. O último caso apresentado ilustra a inconveniência da existência de rebarbas nas chapas a ligar por dificultarem, ou até impossibilitarem, o encosto da cabeça do rebite [15].

2.3.7. CAUSAS EXTERNAS

Para além das deficiências e anomalias decorrentes da idade, manutenção inadequada e da própria utilização da estrutura, existem outras causas que levam à introdução de dano como são: as colisões, os incêndios, os actos de vandalismo e a própria acção das pessoas.

As colisões de veículos com a estrutura significam, muitas vezes, a introdução de danos de alguma expressão que podem requerer intervenções imediatas. O desgoverno de veículos, tanto em pontes rodoviárias como em ferroviárias, podem vir a provocar colisões, e consequentes danos, em alguns elementos das estruturas. Se em pontes de tabuleiro superior os danos ocorrem, em geral, nos guarda-corpos, não tendo qualquer efeito na estabilidade da estrutura, em pontes de tabuleiro inferior, os danos, são provocados em montantes e diagonais, o que poderá pôr em causa a segurança estrutural. Em pontes sobre canais navegáveis ou em passagens superiores, os banzos inferiores das vigas estão sujeitos ao embate de embarcações ou veículos, respectivamente, nos seus componentes.

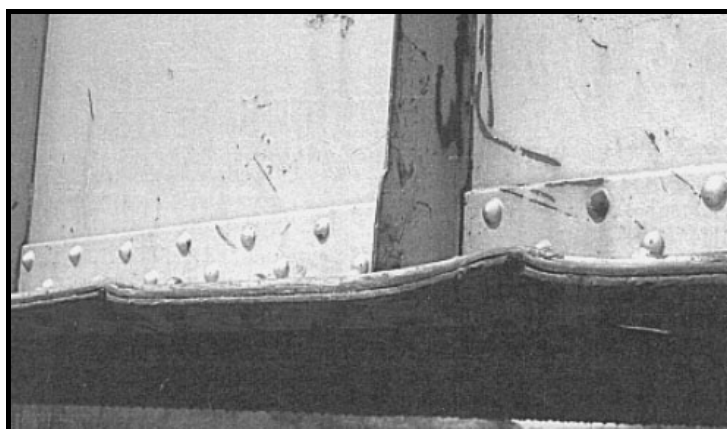


Figura 2.18- Banzo inferior de uma viga danificado por colisão de veículo [19]

Não sendo uma situação muito comum em pontes metálicas, podem ocorrer casos em que a temperatura dos elementos, devido á ocorrência de um incêndio, atinja valores tais que os possam danificar irreversivelmente, dependendo, naturalmente, da temperatura máxima e da duração a que o aço esteve exposto. No caso de as temperaturas ultrapassarem os 1200°C, poderão ocorrer alterações das propriedades mecânicas do material, devendo os elementos estruturais afectados serem preferencialmente substituídos ou, se tal não for viável, devidamente reforçados. Para temperaturas inferiores, podem ocorrer deformações plásticas em barras traccionadas e fenómenos de encurvadura em barras comprimidas.

Os casos de fogo em pontes resultam em geral da combustão de materiais inflamáveis que possam inadvertidamente ser derramados na estrutura e entrar em combustão ou de incêndios a partir de materiais inflamáveis que existam debaixo ou nas proximidades da obra. De qualquer modo, quando existam riscos de incêndio é conveniente dotar as obras de esquemas de protecção.

Apesar de não ser frequentemente reportado na literatura, é comum verificar-se o desaparecimento de elementos da estrutura como por exemplo corrimões de guarda-corpos, tubos de drenagem, sistemas de iluminação, parafusos, cavilhas, equipamentos de monitorização, entre outros, quer por roubo, vandalismo, calamidades naturais ou devido às vibrações introduzidas pelo tráfego. De facto, muitos elementos de reduzidas dimensões, mesmo sendo componentes estruturalmente importantes, podem ser facilmente retirados e assim colocar em causa a segurança estrutural bem como promover uma mais rápida degradação e dificultar as operações de manutenção.

A questão dos roubos de elementos estruturais, não sendo exclusiva, é mais corrente em países de fracos recursos económicos. As pessoas desempregadas que vivem em condições extremas de pobreza vêem como único meio de subsistência o roubo e posterior comercialização de componentes metálicos das estruturas. Em geral, estas actividades ilegais são facilitadas pelo facto de muitas pontes estarem localizadas em zonas remotas sem quaisquer dispositivos de segurança ou vigia. Por outro lado, a ausência de rotinas de fiscalização e de procedimentos correctivos destas anomalias contribui para que este seja um problema a ter em conta no que concerne à conservação e manutenção de estruturas metálicas antigas [11].

Um outro problema associado a causas externas prende-se com ataques químicos, por parte de substâncias derramadas na estrutura, ou ataques biológicos de musgos ou outros tipos de vegetação que podem acelerar o processo de corrosão.

Outro problema pouco referenciado, provavelmente por não ser comum nos países desenvolvidos onde é realizada a maioria dos trabalhos de investigação, diz respeito à “invasão humana” das pontes. Muitos espaços, livres ou abrigados, são usados para as mais diversas actividades, marginais ao propósito das estruturas. Com efeito, muitas pessoas ao utilizar esses espaços como áreas de comércio, plataformas para a pesca, etc., além de poderem contribuir para o aumento das sobrecargas nas estruturas, ao intervir no local de modo a adaptá-lo a essas actividades aceleram o processo de degradação dos elementos.

2.4. METODOLOGIAS DE INTERVENÇÃO

2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A beneficiação, reabilitação, reforço ou qualquer outra alteração a efectuar numa obra de arte antiga constitui uma tarefa de grande responsabilidade. Assim, para a sua realização devem ser seguidos um conjunto de passos na fase de projecto de modo a não haver surpresas durante a execução, tanto ao nível da segurança estrutural, quer ao nível do controlo de custos.

Nas obras públicas, em especial nas de reabilitação de estruturas antigas, muitos são os exemplos de derrapagens orçamentais. Uma forma eficaz de combater este problema é investir mais na fase de projecto bem como em campanhas de inspecções e ensaios a realizar antes da elaboração do projecto de execução. Através de um investimento inicial mais elevado em fase de projecto, torna-se mais fácil detectar anomalias e patologias estruturais menos óbvias, que muitas vezes são detectadas apenas após o início dos trabalhos. Deste modo, além de se melhorar a eficácia dos projectos de reforço, pode evitar-se a realização de trabalhos adicionais, cujo preço pode ser inflacionado relativamente ao preço contratual de um trabalho idêntico atribuído em fase de concurso, e assim reduzir as derrapagens orçamentais [10].

A recolha de dados para a realização de um projecto de reabilitação ou reforço de uma estrutura antiga é uma das fases mais importantes do trabalho, uma vez que é no conhecimento da obra que assentará todo o processo de decisão subsequente.

A recolha de dados passa desde logo por uma consulta cuidada de todos os documentos disponíveis relacionados com a ponte em causa: o projecto original; projectos de alterações posteriores, pertencentes ou não ao mesmo projectista; documentos históricos; artigos de jornais ou revistas que tratem de acontecimentos importantes relativos à obra, como por exemplo a ocorrência de acidentes. Note-se que estes artigos podem revelar-se bastante importantes dado que, muitas vezes, apresentam informação bastante pormenorizada que não pode ser encontrada nos documentos oficiais relativos à obra. Por outro lado, importa referir que existem muitos casos, como o da Ponte Metálica do Pinhão, em que por destruição dos documentos oficiais, praticamente não existem informações sobre o projecto original ou intervenções posteriores.

Em qualquer dos casos, dispondo-se ou não de um completo processo histórico, as visitas à obra não devem ser dispensadas. Não sendo possível recorrer a qualquer tipo de informação histórica, é fundamental iniciar um processo de levantamento exaustivo da estrutura existente através de visitas à obra, no sentido de prosseguir com os estudos. Por outro lado, no caso de se dispor de informação bastante completa, as visitas à obra permitem não só efectuar uma comparação entre os dados constantes dos projectos, como também realizar um levantamento das anomalias existentes. Nem sempre a obra existente está de acordo com o projecto disponível pelo que a comparação dos elementos escritos com algumas medições *in situ*, de modo a se poder concluir da exactidão das peças desenhadas, é fundamental.

Acompanhando todo este processo com um levantamento fotográfico eficiente, será possível criar uma base de trabalho em gabinete que evite sucessivas visitas à ponte para esclarecer dúvidas que vão surgindo. Por um lado, permite uma consulta sistemática da obra, clarificando muitas dúvidas de geometria, de secções etc., servindo muitas vezes, para determinar, ainda que de forma aproximada, as dimensões de alguns elementos inacessíveis. Por outro lado, constitui um meio eficiente de registar muitas das anomalias detectadas, poupando trabalho escrito nunca tão completo como uma boa imagem.

Deve salientar-se que as inspecções só por si não colocam a descoberto todas as anomalias que uma ponte possa conter. Na realidade algumas surpresas a este nível podem ocorrer quando se iniciam algumas recuperações nos elementos da estrutura. Quando se levam a cabo acções de reparação podem surgir situações de anomalias que não tinham sido detectadas anteriormente, pelo que se devem colocar algumas reservas relativamente à avaliação do estado de conservação da obra.

Neste sentido, as operações de inspecção às obras devem ser complementadas com a realização de ensaios laboratoriais e ensaios *in situ*.

Na realidade, é muito raro, ter disponíveis informações relativas às propriedades dos materiais. Assim, as pontes antigas exigem frequentemente uma descrição precisa e uma avaliação cuidada do material. Os ensaios laboratoriais são de extraordinária importância uma vez que só a partir deles é possível determinar as características químicas e mecânicas dos materiais de modo a avaliar o seu estado de conservação e a resistência residual que apresentam. Uma vez que os resultados obtidos serão a base de trabalho para futuros estudos, estes ensaios devem ser levados a cabo por técnicos especializados, garantindo um adequado tratamento estatístico dos mesmos.

Além dos ensaios laboratoriais, devem realizar-se no local ensaios que fornecem informações bastante úteis. No sentido de se adquirir maior confiança nos modelos numéricos da estrutura utilizados em programas de cálculo automático, podem ser avaliadas algumas grandezas físicas que caracterizem, quer ao nível global como ao nível local, o comportamento da estrutura. As grandezas a observar podem ser: as flechas á passagem de cargas conhecidas; os movimentos dos aparelhos de apoio sob a acção de variações de temperatura; as frequências próprias da estrutura; as extensões em algumas barras; etc. [15].

A avaliação do estado de conservação de uma ponte metálica deve então basear-se num conjunto de elementos escritos e desenhados bem como de resultados de ensaios laboratoriais e *in situ*, que possam fornecer toda a informação necessária, para levar a cabo, pelo menos, uma análise estática. A avaliação da segurança da estrutura deve incluir uma análise completa de todos os elementos estruturais e de todas as ligações nas actuais condições de serviço da estrutura. Esta avaliação destina-se a identificar os riscos em termos de estabilidade, resistência e fadiga da estrutura e a localizar os pontos críticos nos quais a rotura devido a anomalias e fendas não detectadas possa conduzir ao colapso da estrutura [12].

Esta fase de estudo do estado da obra, destina-se por um lado, à avaliação da própria segurança estrutural naquele momento e, por outro lado, à decisão de se proceder ou não à recuperação da obra.

Se as inspecções levadas a cabo detectam automaticamente anomalias que se considerem graves, há que alertar rapidamente as entidades responsáveis, aconselhando o encerramento da ponte ou uma restrição à sua utilização, nomeadamente quanto ao valor das cargas e respectiva velocidade de circulação. É importante ter presente que a segurança das pessoas está sempre em primeiro lugar.

Por outro lado, a inspecção deve ser utilizada no sentido de se avaliar a constituição e o nível de degradação dos diversos elementos estruturais, que irão permitir um conhecimento correcto da ponte, e sustentar as decisões relativamente às medidas a tomar em termos de reabilitação e conservação da estrutura.

No caso de se optar pela reabilitação da estrutura, existe uma série de factores que de seguida se enunciam, que poderão condicionar a escolha da solução de reforço [15]:

- i. Os factores económicos, sempre presentes durante todo o estudo, desempenham um papel fundamental, desde logo, na opção pela reabilitação;
- ii. A estética da estrutura deve, tanto quanto possível, ser mantida. Este ponto é dos mais importantes na medida em que, quando a opção recai sobre a reabilitação, se pretende preservar o valor arquitectónico da Obra de Arte;
- iii. As implicações que a intervenção acarreta, podendo levar em alguns casos à interrupção do trânsito, obrigam a um planeamento minucioso de forma a reduzir os impactos negativos sobre as populações servidas pela estrutura;

- iv. A exequibilidade da própria solução, a forma de a executar, os equipamentos necessários, as consequências para a estrutura, etc. devem ser cuidadosamente analisados durante o projecto de reabilitação;
- v. O planeamento do processo de intervenção deve estabelecer etapas bem definidas e detalhadas de modo a garantir a eficácia da reabilitação e a evitar paragens desnecessárias que levem a atrasos no prazo de execução e, conseqüentemente, a custos adicionais;
- vi. A instrumentação da obra no sentido de, por um lado, acompanhar as fases mais importantes do processo de reabilitação e por outro, avaliar o comportamento real da estrutura e a eficácia da reabilitação. É também uma forma de aferir os modelos de cálculo desenvolvidos.

Ponderados estes, genéricos, e outros factores, característicos da cada obra, é necessário desenvolver um estudo aprofundado, com o apoio de modelos numéricos de potenciais soluções de reforço, e finalmente concluir sobre a solução mais adequada. As soluções de reforço que vão sendo analisadas no modelo de cálculo desenvolvido vão sendo progressivamente afinadas, culminando o processo na escolha da solução a adoptar.

Nas secções seguintes procura-se apresentar de forma sucinta alguns dos passos fundamentais a adoptar tendo em vista a elaboração de um projecto de reabilitação de uma ponte metálica antiga e algumas soluções tipo para a resolução dos problemas mais correntes neste tipo de obras.

2.4.2. CARACTERIZAÇÃO HISTÓRICA

A caracterização histórica é uma vertente bastante importante na elaboração de um projecto de reabilitação de uma ponte metálica antiga. A compilação de toda a informação recolhida por ordem cronológica ajudará à compreensão da história da ponte e permitirá ao engenheiro absorver e organizar os dados recolhidos. Esta caracterização pretende também ser um documento integrante do próprio projecto de reabilitação e servirá para reunir e deixar registada, para futuras consultas ou desenvolvimentos, toda a informação encontrada relativa à obra. Neste sentido a sua elaboração deverá ser revestida de uma escrita clara, tão completa quanto possível, e, à medida que vão surgindo novas informações, ser actualizada.

Apesar de aparentar ser uma tarefa marginal para a realização de um projecto de reabilitação, deve investir-se algum tempo na elaboração da história da ponte, uma vez que constitui uma excelente oportunidade para organizar toda a informação que existe sobre a obra. Esta tarefa assume uma maior relevância principalmente nos casos em que isto nunca foi feito ou em que a informação se encontra dispersa ou simplesmente não existe em documentos escritos. O trabalho e o tempo despendidos nesta fase não são de desprezar na medida em que, numa intervenção futura, os intervenientes terão ao seu dispor um documento que contém toda a informação necessária, não tendo necessidade de repetir toda a recolha de informação, realizada em circunstâncias similares.

A caracterização assenta naturalmente na consulta de todos os documentos disponíveis relacionados com a ponte: projecto original; projectos de alterações posteriores; desenhos de projecto; documentação da fiscalização; documentos históricos; artigos de jornais ou revistas.

Uma parte de informação bastante útil diz respeito a todos os elementos relacionados com intervenções efectuadas durante a vida da obra, como reforços, substituição de elementos como os aparelhos de apoio, a laje de tabuleiro, cabos de pré-esforço exterior, entre outros. Neste aspecto, chama-se a atenção para o facto de a maioria das pontes metálicas rodoviárias com cerca de cem anos

terem sido alvo de pelo menos uma intervenção importante relacionada com a substituição da estrutura do tabuleiro, normalmente constituído por sulipas de madeira, por uma laje de betão armado.

No que se refere aos artigos de jornais ou revistas, salienta-se o facto de serem documentos onde poderão ser relatados acontecimentos particulares da obra, como por exemplo a ocorrência de acidentes graves que podem estar na origem de alguns problemas estruturais graves.

Não obstante a utilidade de todas as informações relativas à obra, numa fase posterior, no sentido de agilizar a consulta dos elementos, há que distinguir as informações que realmente interessam aos estudos em vista e as que se considerem acessórias. Desta forma, poderá haver interesse em elaborar um documento que contenha apenas os elementos relevantes para o estudo em causa.

2.4.3. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL

2.4.3.1. Caracterização Geométrica

A caracterização geométrica e mecânica de uma ponte passa por uma cuidadosa análise das peças desenhadas disponíveis, acompanhada de uma comparação com a estrutura real, em especial nos pontos que possam suscitar mais dúvidas, no decorrer do processo de análise dos elementos disponíveis. Esta comparação entre a obra real e o respectivo projecto original não servirá apenas para esclarecer dúvidas que possam surgir, mas também para confirmar a confiança a depositar nos elementos de projecto, que constituirão a base de trabalho de todo o processo.

Contudo, há muitas situações em que o projecto original simplesmente não existe ou em que se verificam desvios significativos relativamente ao mesmo, não se dispondo de elementos que permitam caracterizar adequadamente a estrutura. Desta forma há a necessidade de se proceder a um levantamento, tão completo quanto possível, da obra, através do uso de equipamento topográfico, indicado para efectuar o levantamento da geometria real da obra e do terreno adjacente, e de medições “manuais”, para se determinar as secções das peças e as ligações.

Durante a caracterização geométrica e mecânica da ponte uma das dificuldades que, sem o recurso a equipamento específico, normalmente surge, prende-se com a inacessibilidade de alguns elementos. Para ultrapassar esta dificuldade pode recorrer-se a fotografias que permitam de alguma forma, por comparação com os elementos conhecidos, a caracterização aproximada dos desconhecidos. No entanto, neste processo, há que distinguir, devido à sua importância na estrutura, os elementos em que a caracterização deve ser exacta e aqueles em que uma aproximação é aceitável. Para os elementos que o projectista considere que a sua caracterização deva ser exacta, devem recorrer-se a todos os meios necessários para a aferição dos dados pretendidos. Note-se que as aproximações que vão sendo feitas deverão ser devidamente ponderadas no sentido de não provocarem desvios significativos entre os resultados dos cálculos a efectuar e o comportamento real da estrutura.

Ao contrário do que acontece com a maioria dos perfis simples actuais, onde toda a informação necessária se encontra disponível em tabelas, a determinação das características de perfis compostos, característicos das pontes metálicas antigas, não é imediata. Já que muitas vezes se verificam geometrias semelhantes entre secções, variando apenas o número e espessura das chapas, o recurso a folhas de cálculo pode facilitar significativamente a determinação das características mecânicas das secções.

Outro problema durante a caracterização de pontes metálicas antigas prende-se com a determinação do diâmetro dos rebites que constituem as ligações entre elementos estruturais. Regra geral, quanto maior for o diâmetro e a massa da cabeça, maior é o diâmetro do fuste do rebite. Contudo, na mesma

obra, rebites com o mesmo diâmetro do fuste, podem apresentar formas e dimensões de cabeça distintas. Este facto está relacionado com o tipo de embutideira utilizada. Se na mesma obra tiverem sido utilizadas embutideiras de dimensões ligeiramente diferentes, podem surgir, para o mesmo diâmetro do fuste, cabeças de rebites com dimensões diferentes. No sentido de se definir correctamente o diâmetro do corpo dos rebites, deve cortar-se a cabeça de alguns e proceder à sua medição. Note-se que esta operação deverá ser efectuada, na medida do possível, em ligações nas quais se prevê a substituição de peças de modo a garantir que os rebites cortados serão, posteriormente, devidamente substituídos.

Um outro aspecto a ter em atenção durante o levantamento refere-se às ligações. Uma vez que estas são muitas vezes constituídas por aglomerados complexos de chapas, importa conhecê-las em detalhe, de modo a projectar soluções de reforço mais eficazes e, sobretudo, mais simples de executar.

Note-se que, revestindo-se de grande morosidade, este trabalho não deverá ser negligenciado na medida em que, como se disse, por um lado, constituirá a base de trabalho para todos os procedimentos seguintes, e por outro, permitirá a elaboração de um documento de grande relevância não só para a intervenção em causa mas também para outras que possam vir a ocorrer. Além disso, à medida que se prepara a base de trabalho, vai-se aprofundando o conhecimento da estrutura na medida em que há uma sensibilização para a sua constituição, compreensão do seu funcionamento e, eventualmente, das suas necessidades, permitindo extrapolar situações já experimentadas pela mesma e detectar problemas que persistam ou anomalias que se adivinhem.

2.4.3.2. Caracterização dos Materiais

Quando, numa obra de reabilitação de uma ponte metálica antiga, se fala dos materiais, há que ter presente a distinção entre os que constituem a obra e os que serão utilizados na sua reabilitação.

Relativamente aos últimos, o engenheiro tem um vasto leque de materiais que poderão ser utilizados numa reabilitação e, de uma forma geral, domina as suas características. Contudo, dadas as especificidades de uma obra de reabilitação há que ter em consideração que a utilização de novos materiais, dos quais a experiência que existe da sua aplicação nestes casos não será tão vasta quanto desejável, pode conduzir a algumas incertezas no comportamento da obra. Por outro lado, a sua utilização pode conduzir a alterações da traça e da arquitectura inicial da obra, que de algum modo se pretendem preservar. Neste sentido, a utilização de novos materiais é preterida em favor de materiais o mais parecidos possível com os originais. Desta forma, os aços actuais, quer pelo completo conhecimento do seu comportamento e características, quer por serem o resultado da evolução dos que se usaram neste tipo de obras, são os que melhor satisfazem as exigências apontadas.

No que concerne aos materiais que constituem a obra, uma vez que a análise das suas propriedades é cara e implica a destruição de partes da estrutura, esta é apenas recomendada quando os valores de referência ou os modelos estatísticos dos materiais conduzirem a um cenário demasiadamente conservativo. Em muitos casos os resultados da análise química e micro-estrutural, informação necessária para a identificação do material, podem ser suficientes.

Tendo por base um conjunto alargado de investigações, quando não se dispuser de informação específica, os valores das propriedades mecânicas dos materiais apresentados de seguida podem ser adoptados em análises preliminares [12].

Os valores característicos a adoptar para ferro pudelado e aços antigos são apresentados no Quadro 2.I.

Quadro 2.1 – Propriedades mecânicas do ferro pudelado e dos aços antigos

Simbologia	Propriedade	Valor	Unidades
f_y	Tensão de cedência	220	N/mm ²
f_u	Tensão de rotura	320 a 380	N/mm ²
E	Módulo de Elasticidade	200	kN/mm ²
G	Módulo de Distorção	77	kN/mm ²
γ	Peso Volúmico	78	kN/m ³
λ_{10}	Extensão última na direcção da laminagem, para o ferro pudelado	12	%
	Extensão última na direcção da laminagem, para os aços antigos	20	%
λ_5	Extensão última na direcção da laminagem, para o ferro pudelado	15	%
	Extensão última na direcção da laminagem, para os aços antigos	25	%

Deve referir-se o facto de que, na direcção transversal, os valores da tensão de rotura, tensão de cedência e da extensão última baixam substancialmente para o ferro pudelado e ligeiramente para os aços antigos.

Para os aços produzidos a partir do processo *Siemens-Martin* [12], podem adoptar-se os valores de referência apresentados no Quadro 2.II.

Quadro 2.II – Propriedades mecânicas dos aços

Simbologia	Propriedade	Valor	Unidades
f_y	Tensão de cedência	240	N/mm ²
f_u	Tensão de rotura	370 a 460	N/mm ²
E	Módulo de Elasticidade	200	kN/mm ²
G	Módulo de Distorção	81	kN/mm ²
γ	Peso Volúmico	78,5	kN/m ³

De qualquer forma, devido à grande variabilidade dos parâmetros de resistência dos aços à data de construção destas pontes, em fases mais adiantadas do estudo, torna-se necessário efectuar uma caracterização mais ou menos exaustiva dos materiais. Na Secção 2.4.4.1 são apresentados alguns dos ensaios mais comuns a realizar para a caracterização dos aços.

Em complemento à caracterização mecânica dos aços, deve igualmente ser efectuada uma adequada caracterização química e micro-estrutural do material

Um dos objectivos da caracterização química é a verificação da soldabilidade do aço. Os ferros pudelados utilizados anteriormente a 1930 normalmente não são soldáveis. Este facto está relacionado com as técnicas de laminagem e com a composição química deste material. Por vezes acontece que alguns lotes apresentam composições químicas compatíveis com a realização de soldaduras, sendo este aspecto normalmente singular e nunca aplicável a todos os elementos da estrutura.

2.4.4. ENSAIOS

2.4.4.1. Ensaio Laboratoriais

Os ensaios laboratoriais vocacionam-se essencialmente para a determinação das características dos materiais constituintes da obra. Este conhecimento pressupõe a recolha de amostras que, tal como os ensaios, obedecem a regras de recolha e métodos de execução que devem ser cuidadosamente adoptados.

Na listagem [15] que se segue são referidos os ensaios mais comuns para aços. Em função dos objectivos pretendidos há que fazer uma escolha dos ensaios que pode variar ligeiramente de caso para caso. De qualquer modo, os ensaios de tracção, resistência à fadiga e análise química devem sempre fazer parte da escolha.

- Ensaio de tracção;
- Ensaio de resiliência;
- Ensaio COD – *Crack Opening Displacement*;
- Ensaio de propagação de fenda;
- Ensaio de resistência à fadiga;
- Macrografia e dureza;
- Ensaio de impacto instrumentado;
- Análise da composição química;
- Determinação de características elásticas.

Os ensaios de resistência à fadiga a efectuar, resumem-se essencialmente ao seguinte [10]:

- i. Ensaio cíclicos com uma variação de tensão da ordem de grandeza da tensão de serviço expectável;
- ii. Estudo de propagação de fendas com base na mecânica da fractura, sobretudo em ligações rebitadas;
- iii. Cálculo da vida residual recorrendo a curvas de projecto S-N.

2.4.4.2. Ensaio *In Situ*

Pelo facto de constituírem uma parte importante das tarefas levadas a cabo no âmbito deste trabalho, os ensaios a realizar no local da obra serão apresentados de forma detalhada no Capítulo 3, dedicado á observação e monitorização de estruturas.

2.4.5. INTERVENÇÕES E REFORÇOS TIPO

2.4.5.1. Considerações Gerais

Uma vez analisada a estrutura, com base nas solicitações e exigências de segurança actuais, e avaliada a necessidade e adequabilidade de uma intervenção sobre a estrutura, há que identificar os elementos estruturais a reforçar ou substituir e estabelecer a estratégia de reabilitação a adoptar.

Quando se fala em reabilitação fica subjacente a ideia duma intervenção geral na estrutura, em que o reforço é visto como uma intervenção de fundo na mesma. Contudo, a reabilitação pode não ser mais do que um conjunto de intervenções pontuais em determinados pontos críticos da estrutura, o que pode levar a ser confundida com a própria manutenção. Na realidade, não existe uma distinção clara entre operações de reabilitação e de manutenção. Em geral, pode dizer-se que a reabilitação pressupõe uma avaliação do comportamento estrutural, cuja solução passa pelo reforço de alguns elementos, enquanto a manutenção, pelo seu carácter regular e periódico, dispensa esse estudo.

Quando se trata da reabilitação de uma estrutura, os cenários de reforço podem ser divididos em locais ou globais. De facto, existem elementos que podem ser encarados de forma isolada no cálculo estrutural, como as carlingas e as longarinas, ou por outro lado, aqueles que são objecto de um estudo de reforço global, como é o caso das vigas principais quando a opção de reforço passa, por exemplo, pelo uso de pré-esforço exterior.

Contudo esta distinção deixa de ser clara quando se trata de operações de reforço por adição de novos elementos, por substituição de parte ou totalidade de determinada barra ou por reforço dos elementos existentes com adição de perfis ou chapas adicionais. Em primeira análise, estas situações parecem enquadrar-se em cenários de reforço local, já que cada elemento, conhecida a sua capacidade resistente inicial e os esforços instalados, pode ser estudado separadamente. Contudo, a determinação das solicitações de cada elemento carece de um cálculo global da estrutura.

As soluções de reforço são escolhidas, naturalmente, mediante as necessidades que a obra apresenta, resultando desta forma, uma correspondência entre o problema identificado e a solução de reforço adoptada. Ainda assim, a versatilidade de algumas soluções, permite responder com eficácia a vários problemas em simultâneo, tornando-as, desta forma, soluções de reforço tipo.

Neste contexto, nesta secção são apresentadas algumas soluções estruturais para fazer face aos problemas típicos de pontes metálicas antigas, quer rodoviárias, quer ferroviárias. Não obstante a relevância atribuída, em virtude das patologias que frequentemente se verificam, à reabilitação e reforço dos componentes metálicos das pontes antigas, há que ter em atenção as questões relacionadas com as alvenarias dos encontros e pilares e com os aparelhos de apoio. Na realidade, a intervenção só estará completa se estes elementos não forem esquecidos nos cenários de reforço e manutenção. Além disso, o facto de algumas soluções terem implicações directas sobre aqueles elementos estruturais leva a que se intervenha sobre os mesmos, no sentido de garantir o bom comportamento global da estrutura.

2.4.5.2. Aumento da Capacidade de Carga

O problema da falta de capacidade resistente global pode ser contornado recorrendo a pré-esforço exterior. Com efeito, a utilização de cabos pré-esforçados na estrutura, com um posicionamento e configuração geométrica adequados, permitem uma significativa melhoria do seu comportamento estrutural.

Nesta solução são colocados um conjunto de cabos pelo exterior das vigas principais, ligando-se a uma estrutura de suporte secundária, constituída por grelhas de perfis metálicos (carlingas), colocadas entre

pilares, por baixo do tabuleiro inferior, conferindo novas zonas de apoio à estrutura e aliviando os esforços nas vigas principais. As cargas transmitidas a estas grelhas são por sua vez transmitidas aos cabos que, percorrendo toda a estrutura, são ancorados em maciços localizados nas traseiras dos encontros.

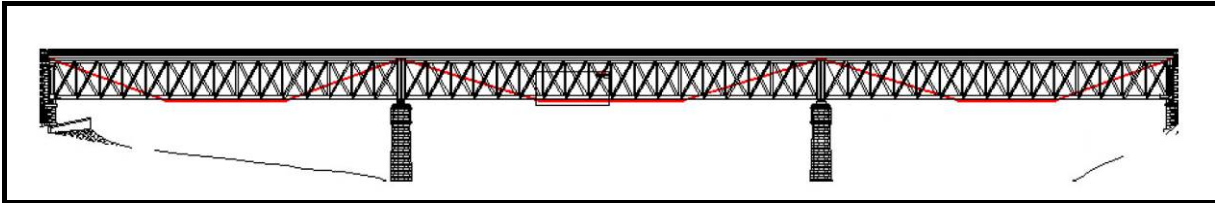


Figura 2.19- Traçado típico, a vermelho, do pré-esforço exterior [10]

Esta técnica permite aumentar a capacidade resistente da estrutura de modo considerável, sendo normalmente necessário reforçar apenas alguns pontos singulares da estrutura, como por exemplo as diagonais e os montantes junto dos pontos de inflexão dos cabos e secções de extremidade, por falta de resistência ao esforço transversal.

Esta solução não é unânime em termos estéticos na medida em que, não sendo uma solução muito intrusiva na estrutura existente, os cabos são perceptíveis ao longo do seu traçado, levando a suscitar algumas reservas relativamente a esta solução.

2.4.5.3. Reforço e Substituição de Peças

Em situações de resistência insuficiente dos elementos estruturais que constituem uma ponte metálica antiga, o uso de novos elementos mais resistentes, por substituição dos existentes, parece constituir, à partida, a solução mais evidente. Todavia, além do seu carácter pouco económico, apresenta elevadas condicionantes ao nível da sua execução. Com efeito, a opção pela substituição de elementos deve passar pela consideração de factores económicos e de exequibilidade, tendo ainda em consideração as consequências decorrentes da substituição para a circulação na ponte.

De facto, esta solução é apenas plausível para alguns elementos, como por exemplo contraventamentos de algumas peças, em que se torna fácil a sua execução, quer pelo tipo de ligação aos restantes elementos, quer pela sua importância na estrutura.

A substituição de um elemento de uma ponte, seja uma chapa de banzo, uma cantoneira ou um gousset, além das tarefas directamente associadas, exigem a adopção de outros cuidados. Uma vez que na maior parte dos casos, em especial nas pontes ferroviárias, não se procede à interrupção do trânsito, é fundamental a aplicação de um método eficiente que garanta a rapidez das operações e, por outro lado, que durante o período normal de trabalhos garanta o normal funcionamento da estrutura.

Em geral, a metodologia básica a adoptar em situações de substituição de elementos estruturais compreende as seguintes tarefas fundamentais:

- i. Retirar os rebites existentes;
- ii. Substituir os rebites por parafusos;
- iii. Retirar a peça antiga e colocar a nova no seu lugar;

- iv. Refazer as ligações usando parafusos;
- v. Substituir os parafusos por novos rebites.

A substituição temporária dos rebites por parafusos visa garantir que a ligação entre peças não fica enfraquecida, uma vez que, como se disse, em geral a circulação não é interrompida garantindo-se, assim, que o elemento em causa se mantém em funcionamento.

Nas situações em que se conclua que a substituição dos elementos não é adequada, o que acontece na maioria dos casos, o aumento da área das peças, através da adição de perfis comerciais ou chapas, é a solução mais indicada e que tem vindo a ser usada.

O uso de chapas nestas soluções apresenta-se como sendo a opção mais viável em perfis cujo posicionamento e dimensões não permite o uso de perfis adicionais. Nestes casos encontram-se as carlingas e as longarinas.

O uso de perfis comerciais aparafusados ou rebitados aos elementos existentes é também uma solução que permite o melhoramento das características mecânicas, devendo, no entanto, ter-se em atenção as implicações que poderão ter ao nível da geometria da obra.

Apesar de qualquer das soluções se apresentar relativamente simples em termos teóricos, a sua aplicação prática é mais complicada na medida em que exige uma atenção especial relativamente aos aspectos relacionados com o aumento do peso próprio da estrutura e na ligação entre elementos. Este processo carece de alguma reflexão antes de ser posto em prática.

De qualquer forma, algumas intervenções, cuja complexidade é relativamente reduzida, resultam em eficientes melhorias de resistência e comportamento da estrutura.

2.4.5.4. Substituição das ligações rebitadas

As questões relacionadas com os rebites merecem especial atenção na medida em que estes são os responsáveis pela ligação de todos os elementos das pontes metálicas antigas. Como se disse anteriormente, a existência de rebites em condições deficientes conduz a que os vizinhos fiquem submetidos a esforços maiores, podendo desencadear anomalias nos últimos, colocando em causa a segurança da ligação. Assim, sempre que se encontre rebites nestas condições, deve proceder-se de imediato à sua substituição.

A actividade de cravação de rebites está dividida em trabalhos preparatórios e trabalhos de cravação propriamente ditos.

Os trabalhos preparatórios revestem-se de extrema importância e são essenciais para garantir a qualidade da cravação e a durabilidade da ligação.

Assim, deve garantir-se o desempenamento das secções a ligar e decapar mecanicamente todas as zonas a ligar. No que concerne à pintura das zonas a cravar, as posições são contraditórias: há autores que defendem que sim e outros que não. De qualquer forma, há que chamar a atenção que em caso de pintura, pelo facto de a camada de tinta tender a ser queimada durante a cravação, se esta for em excesso pode provocar uma má ligação.

Posteriormente deve proceder-se à furação das peças novas, que deve respeitar na íntegra a furação existente (das peças a ligar). Na sequência da furação e da montagem final é necessário proceder à correcção das diferenças entre os furos das diversas chapas a ligar. Assim, devem-se mandrilhar os furos de modo a garantir uma correcta uniformidade da furação de todos os elementos a ligar.

No que concerne à cravação propriamente dita, esta deve obedecer a cinco aspectos básicos que garantem a boa qualidade da ligação [18]:

- i. A temperatura a que é cravado o rebite deve situar-se entre os 950 °C e os 1100 °C, verificada pela típica cor rubro de cereja que o rebite deve ter na altura da cravação. O ideal para aquecimento de rebites é a utilização de forja a carvão com alimentação a ar forçado. Note-se que apesar de os fornos ou estufas de aquecimento serem muito bons em termos de estabilidade e garantia da temperatura, são pouco eficientes no que respeita ao rendimento da empreitada. Cada vez que se abre o forno todos os rebites no seu interior arrefecem e o tempo que se leva a chegar à temperatura pretendida é normalmente muito elevado;
- ii. A mandrilação deve ter, normalmente, mais 1mm do que o diâmetro do rebite a cravar, garantindo que as furações das diversas peças a ligar são colineares e que não há zonas de vazio;
- iii. O fuste dos rebites deve ser de 1,5 diâmetros mais comprido do que as peças a ligar. Se a mandrilagem tiver um diâmetro superior ao referido anteriormente, o comprimento do fuste dos rebites deve ser ajustado, garantindo que há mais material para realizar o fuste;
- iv. De excepcional relevância, e normalmente um dos aspectos mais descuidados durante os processos de cravação, é a limpeza das zonas a cravar. Assim é de extrema importância que os furos estejam limpos de limalhas ou de qualquer outro elemento resultante dos trabalhos e que não tenham liquido utilizado para arrefecer as brocas de mandrilação;
- v. A montagem deve ser cuidadosamente realizada, ficando as peças pressionadas umas contra as outras. O arrefecimento do rebite provoca um encurtamento do fuste que induz tensões de contacto entre as peças a ligar, só possíveis se as peças estiverem em perfeito contacto entre si.

A actividade de cravação, quer no âmbito da qualidade, quer no do rendimento, depende muito das equipas de cravação, constituídas, em geral, por três homens experientes. Assim, fazem parte da equipa:

- *Forjador*: responsável pelo aquecimento dos rebites;
- *Cravador*: responsável pelo martelo pneumático de cravação;
- *Responsável pelo encosto*: faz o chamado “encosto”, com um macaco hidráulico ou com massacote.



Figura 2.20 – Ilustração da actividade de um forjador [18]



Figura 2.21 Ilustração da actividade do cravador e do responsável pelo encosto [18]

O forjador é o elemento que garante o rendimento da equipa. É a capacidade de fornecer rebites em cor rubro cereja à frente de cravação que determina o ritmo do trabalho. Por seu lado, o cravador é a pessoa que crava e garante a qualidade do rebite cravado. Este tem de ter mestria suficiente para conseguir realizar uma boa cravação. O homem responsável pelo encosto é normalmente o trabalhador com menos experiência. Tem como tarefa fixar a cabeça pré-moldada do rebite para permitir a cravação e a moldagem da cabeça na outra extremidade [18].

2.4.5.5. Alargamento do Tabuleiro

O alargamento do tabuleiro rodoviário corresponde a uma intervenção típica em pontes rodoviárias metálicas centenárias uma vez que muitas pontes dessa época apresentam larguras da faixa de rodagem entre 4,20m e 5,00m, o que é claramente insuficiente para as necessidades actuais. Todavia, a execução de um alargamento para tabuleiros rodoviários só é viável para tabuleiros superiores, pelo que as pontes do tipo *Bow String*, de vigas em treliça ou em forma de trapézio, com tabuleiros ao nível inferior, não poderão ser submetidas a este tipo de intervenção.

O alargamento pode passar pelo aproveitamento da estrutura da laje do tabuleiro existente ou pela sua demolição e a consequente construção de uma laje completamente nova.

Nos casos em que a estrutura da laje do tabuleiro se apresente em boas condições e onde o alargamento não seja muito significativo, a opção de colocar uma consola maior, fixa à estrutura da laje existente, é perfeitamente viável. No sentido de reduzir o peso da nova consola pode adoptar-se uma estrutura mista ou simplesmente metálica. Na última solução o pavimento rodoviário será constituído por um gradil metálico ou então por uma camada de betuminoso sobre uma chapa de aço. De qualquer modo, no sentido de evitar a introdução de esforços de torção na estrutura da ponte, é desejável optar por um alargamento simétrico.

Quando a estrutura do tabuleiro existente apresenta uma resistência insuficiente às solicitações pretendidas, muitas vezes manifestada pela fraca resistência das carlingas e longarinas, é recomendável proceder à substituição integral deste elemento estrutural. Como já foi dito, os elementos de aço em contacto com o betão apresentam, em muitos casos perdas de secção muito significativas que podem mesmo ultrapassar os 50% da área da secção do banzo superior.

Nestes casos, a nova estrutura poderá ser inteiramente de betão, mista ou apenas metálica, dependendo muito da capacidade de carga da estrutura existente. Uma solução em betão armado, que à primeira vista pode parecer mais económica, também implica um peso próprio mais elevado, o que poderá conduzir a um nível mais elevado de reforços na estrutura. Uma solução mais leve em termos de peso próprio e que permite uma economia de tempo e de outros meios na fase de montagem, uma vez que os módulos podem ser pré-fabricados na largura total do tabuleiro, consiste numa laje ortotrópica em aço.

Neste tipo de estrutura pode optar-se por colocar a laje sobre as vigas existentes, promovendo um sistema de fixação que a faz trabalhar apenas como um peso extra à estrutura ou pode-se projectar uma ligação contínua às vigas. A última opção, que poderá apresentar vantagens ao nível do funcionamento estrutural da estrutura conjunta, como por exemplo o aumento de inércia, implica também a adopção de um conjunto de medidas, como por exemplo a adequada ligação do tabuleiro às vigas e a realização de soldaduras, que em muitos casos não é viável.

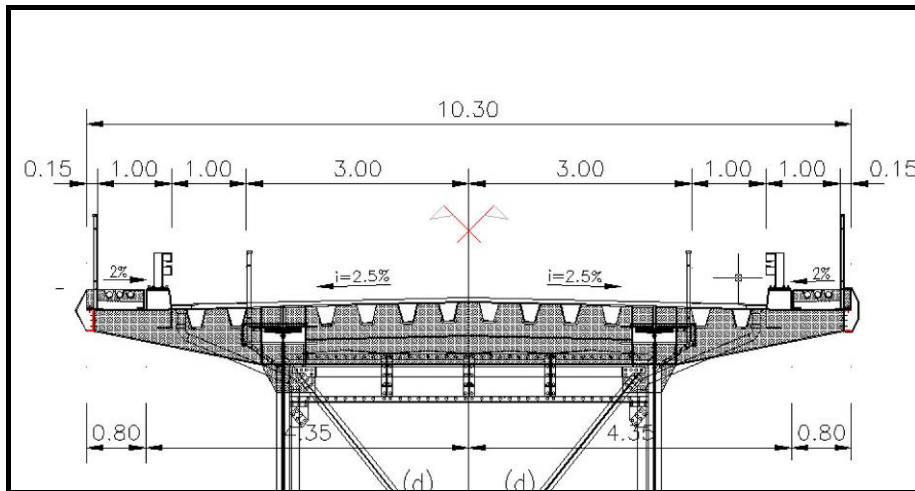


Figura 2.22 – Corte transversal de laje ortotrópica em aço [10]

Em qualquer das opções pela substituição integral do tabuleiro é necessário prever o reforço do contraventamento horizontal superior da ponte, uma vez que o tabuleiro a ser demolido, também desempenhava esse papel.

2.4.5.6. Alargamento dos Passeios

Como se disse anteriormente, nas pontes do tipo *Bow String* ou outros tipos com tabuleiro inferior, não é possível proceder ao alargamento do tabuleiro. Todavia, para estas obras, uma forma de solucionar o problema da largura transversal insuficiente consiste em passar os passeios para o exterior. Nesta solução, os passeios são colocados numa estrutura em consola, fixa ao nível dos montantes da estrutura existente. Também nesta solução, apesar de os passeios não introduzirem carregamentos muito significativos na estrutura da ponte, é recomendável que sejam colocados de forma simétrica.

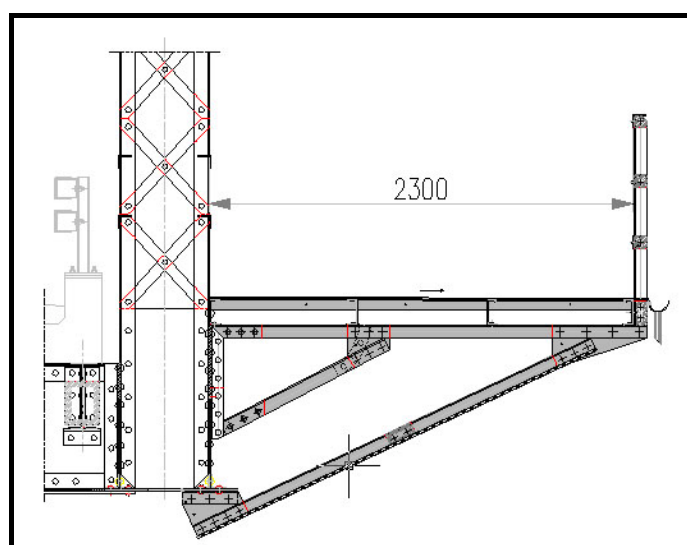


Figura 2.23 – Pormenor de um passeio exterior [10]

Nestes casos, uma vez que devido à existência dos passeios, os veículos circulavam mais afastados da estrutura, é necessário prever um sistema de guardas de segurança apropriado de modo a evitar embates de veículos e cargas na estrutura.

2.4.5.7. Redução das Vibrações

Os problemas de vibrações excessivas da estrutura, apesar de muito fáceis de detectar, são muito difíceis de corrigir uma vez que obrigam a alterar a rigidez ou a inércia global da estrutura. Uma forma de actuar é aumentando a rigidez dos sistemas de contraventamento da estrutura na direcção em que se pretende diminuir a vibração.

2.4.5.8. Reabilitação dos Aparelhos de Apoio

Os aparelhos de apoio das pontes metálicas antigas podem não satisfazer as novas exigências ou, simplesmente, o seu estado actual exigir profundas reparações ou imediata substituição. É fundamental ter presente que o bom funcionamento dos aparelhos de apoio é fundamental no comportamento da estrutura, na medida em que estes elementos irão impedir ou permitir os deslocamentos associados a acções que introduzem movimentos, longitudinais ou transversais, na estrutura, como as acções térmicas, de lacete ou de frenagem. No caso de os aparelhos de apoio não estarem a funcionar adequadamente, estas acções podem conduzir à introdução de forças gravosas para os encontros e pilares.

Como se disse anteriormente, os apoios do tipo fixo permitem apenas rotações e impedem os deslocamentos horizontais. Os de tipo móvel podem ser de rolos ou de pêndulo, permitindo deslocamentos horizontais. Hoje em dia o uso deste tipo de aparelhos de apoio não é comum. No entanto, a sua vasta aplicação em obras antigas exige que se dispense alguma atenção no sentido de garantir o seu bom funcionamento e das obras onde se encontram instalados.

Os aparelhos de apoio antigos requerem uma conservação permanente que nem sempre é levada a cabo, resultando, em geral, na introdução de esforços não só na estrutura metálica mas também nas alvenarias dos pilares e encontros onde estes apoiam.

No que concerne à sua manutenção, os aparelhos de apoio, em especial os móveis, devem ser limpos através de ar comprimido, limpos de qualquer oxidação e ser lubrificados com frequência. Se isto não for feito, desenvolvem-se atritos entre as superfícies não lubrificadas, provocando, como se indicou, anomalias estruturais que podem ser graves. Outro aspecto a ter em atenção prende-se com as operações de pintura, durante as quais deve evitar-se pintar as articulações, rolos e placas de apoio.

Durante as tarefas de manutenção é recomendável verificar se os aparelhos de apoio não apresentam avarias que possam provocar um funcionamento deficiente dos mesmos. Neste sentido, deve verificar-se se algum rolo ou pêndulo se encontra impedido ou se o contacto com as placas superiores está garantido.

Quando a manutenção é insuficiente o conjunto de peças que constituem o apoio começam a ganhar folgas que, com a circulação das cargas, se vão agravando. Com efeito, a passagem de cargas conduz a choques importantes que tendem a esmagar as placas de chumbo, provocando desnivelamentos que acentuam os choques e conduzem a um aumento dos esforços desenvolvidos. Só o correcto nivelamento dos aparelhos de apoio garante o correcto funcionamento da superestrutura, evitando assim este problema, conhecido por martelagem.

A reparação das peças defeituosas obriga, em geral, ao levantamento do tabuleiro e à retirada do aparelho, calçando temporariamente a ponte. Por outro lado, em resultado da má instalação ou da degradação dos aparelhos de apoio, há casos em que se verifica a necessidade de reajustar a posição dos aparelhos de apoio.

A regulação horizontal só é efectuada em apoios móveis e consiste no reposicionamento, em planta, do aparelho de apoio em função da temperatura a que o trabalho é realizado e dos deslocamentos esperados para a estrutura.

No que concerne à regulação vertical, esta consiste no correcto nivelamento dos aparelhos de apoio. Além disso, há casos em que se pretende regular as reacções em cada apoio. Assim, através de macacos munidos de manómetros, colocados tão próximo quanto possível dos apoios, é possível avaliar os valores das reacções e compará-los com os valores de projecto. Note-se que esta técnica pode também ser usada no sentido de nivelar os tabuleiros. Medindo as reacções de apoio existentes, é possível determinar os desníveis existentes e proceder ao nivelamento dos mesmos.

Actualmente o conhecimento e a diversidade de novos aparelhos de apoio permitem a substituição dos aparelhos de apoio antigos por soluções adequadas às necessidades actuais. De facto, os apoios actuais, constituídos por neoprene, evitam o batimento, deslocação dos apoios e fendas nas alvenarias e reduzem as vibrações do tabuleiro e os ruídos, repercutindo-se assim em melhoramentos significativos no comportamento da estrutura metálica e das alvenarias

Todavia, para as pontes mais leves, de acordo com a U.I.C. – *Union Internationale des Chemins de fer* –, é conveniente manter os aparelhos de apoio originais ou substituí-los por semelhantes uma vez que esses aparelhos são mais indicados para oscilações de carga mais significativas. De facto, quando o peso próprio da estrutura não é significativo face às cargas que aí circulam, quando um comboio passa o aparelho fica subitamente muito carregado e logo após a passagem descarregado. Estas oscilações de carga são nefastas para os aparelhos de neoprene, além de provocarem a fadiga das pastilhas, obrigando a frequentes operações de substituição.

2.4.5.9. Reforço das alvenarias

Como se viu, o correcto funcionamento dos aparelhos de apoio depende em grande medida das condições das bases em que apoiam. Neste sentido, e tendo em consideração que as pontes metálicas antigas se encontram apoiadas sobre encontros e pilares de alvenaria, a sua conservação é fundamental.

As alvenarias quando em contacto sistemático com a água ou parcialmente submersas carecem de atenção especial. A subida das águas em épocas de cheias pode introduzir dano nos pilares e nas suas fundações pelo que é conveniente, sempre que possível, dotá-los de protecção adequada através de enrocamentos ou diques. É fundamental ter em consideração a questão do descalçamento das fundações, provocado pelas velocidades elevadas que as águas atingem. Estes problemas podem ser minimizados e corrigidos através de algumas das seguintes soluções:

- Conservar os enrocamentos existentes;
- Aperfeiçoar a forma dos pilares;
- Consolidação de fundações;
- Betonagem de cavidades existentes nas alvenarias.

A evolução do estado de conservação das alvenarias submersas deve ser devidamente acompanhado quer por processos automáticos de vigilância quer por inspecções levadas a cabo por mergulhadores.

As alvenarias não submersas são também sensíveis à ocorrência de patologias, como por exemplo degradação das juntas, formação de estalactites, fractura dos paramentos, etc. Sendo em geral devidas às infiltrações de água através de poros ou de fissuras do material, a correcção destas anomalias passa pela aplicação de produtos betuminosos que voltem a repor a estanquidade.

2.4.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

A quantificação das acções e verificação da segurança estrutural assume nos projectos de reabilitação e reforço, como em qualquer projecto de estruturas, um papel fundamental. A diferença que se verifica face às obras novas é que nas estruturas existentes deve ser feita uma análise estrutural prévia para avaliar a segurança estrutural. Esta análise é fundamental, desde logo, na decisão de manter a estrutura em serviço, e subsequentemente, para a definição dos reforços a projectar e, se for o caso, para a escolha de uma determinada solução de alargamento.

Ao longo dos tempos as acções a considerar no cálculo estrutural têm vindo a aumentar, reflectindo-se em diferenças substanciais entre os regulamentos actuais e os existentes à data da construção, o que conduz a efeitos mais gravosos para a estrutura. Além disso, durante muito tempo foram projectadas obras em que acções como o vento e o sismo, que por ignorância ou dificuldade na sua quantificação, não eram consideradas. Assim, a avaliação da segurança estrutural deve ser feita, não só para efeitos de reabilitação, mas também, e em primeira análise, para avaliar o nível de segurança das pontes antigas.

Assim, tendo em conta a evolução que as acções foram experimentando no sentido de maior exigência ao nível da capacidade estrutural, deve fazer-se um estudo, não só da reabilitação mas também procurar-se avaliar o nível de segurança das pontes antigas.

Ao nível das acções a considerar, há que quantificar, desde logo, o peso próprio da estrutura com o maior rigor possível. Nesta quantificação os elementos não estruturais, como os passeios, guarda-corpos, passadiços de visita, etc. não devem ser esquecidos. Muitas vezes a avaliação do peso destes elementos não é imediata pelo que, em geral, se adopta uma percentagem entre 5% e 10% do peso da estrutura para estes elementos.

Há que ter ainda em atenção o facto de em muitos casos o projecto original ter sofrido alterações induzindo diferenças significativas nos valores de peso próprio reais e os retirados dos elementos de projecto. Assim, como se disse anteriormente, é fundamental verificar a conformidade dos elementos com a geometria e constituição real da obra.

Outro aspecto relativo à quantificação do peso próprio refere-se à espessura do tapete betuminoso em tabuleiros rodoviários. Em resultado de sucessivas repavimentações, o tapete betuminoso pode apresentar espessuras consideráveis, aumentando de forma significativa o seu peso. Em alguns casos a camada de betuminoso é usada no sentido de disfarçar as flechas da estrutura, apresentando uma espessura maior a meio-vão do que nas extremidades. Assim, pode ter interesse a realização de sondagens em zonas distintas do tabuleiro.

No que se refere às acções variáveis a considerar, estas são, como se disse, substancialmente mais gravosas do que as consideradas na altura da construção, o que se tem manifestado também ao nível das exigências regulamentares. Neste contexto, o cumprimento das actuais exigências obrigaria à interdição imediata do trânsito em muitas obras antigas. No entanto, se por um lado seria desejável convergir no sentido dos actuais regulamentos, por outro, nos casos em que se verifica que a obra desempenha adequadamente a sua função, o seu reforço poderia significar um desperdício em termos económicos. Neste sentido, pode ter interesse, desde que devidamente justificado, verificar a

segurança estrutural de acordo com as necessidades específicas da obra em detrimento das acções regulamentares. Há no entanto que ter em atenção que estas sobrecargas devem ser devidamente contabilizadas e avaliadas.

Este procedimento não pode ser adoptado, contudo, para acções variáveis como o vento, o sismo ou as variações de temperatura. Com efeito, estas acções são responsáveis por muitos acidentes em estruturas pelo que a sua consideração não pode, em caso algum, ser desprezada. Como se referiu anteriormente, pelo facto do conhecimento nessas áreas carecer de métodos adequados à sua quantificação, durante muito tempo os efeitos destas acções não eram considerados. Assim há, desde logo, a necessidade de avaliar se a ponte a ser estudada foi dimensionada para resistir a estas acções, estando à partida o engenheiro alertado para estas questões. A consulta dos regulamentos da época poderá ser bastante útil na interpretação da obra e do seu comportamento face às solicitações actuais.

Ao nível da regulamentação actual, além da análise dos regulamentos nacionais, pelo facto de em alguns assuntos se apresentarem incompletos ou pouco específicos, o recurso a regulamentos estrangeiros não deve ser posto de parte. Para dar resposta a este problema, a União Europeia tem em curso um processo no sentido de uniformizar as acções criando regulamentos a serem usados por todos os estados membros.

De entre todas as acções variáveis, destacam-se as de carácter dinâmico, como a acção do comboio tipo, do vento ou do sismo. Nos dimensionamentos correntes a contabilização dinâmica das acções é feita dotando os valores das cargas de factores correctivos que de alguma forma contabilizam a componente dinâmica. Contudo, até porque os meios de cálculo disponíveis cada vez mais o permitem, em algumas obras pode ter interesse levar a cabo um estudo dinâmico com maior exactidão.

As acções dinâmicas são responsáveis pela introdução de vibrações na estrutura, que pela amplificação das acções, podem aumentar os níveis de fadiga dos elementos. Além disso, estas acções não eram bem conhecidas à data da construção deste tipo de estruturas pelo que o interesse da efectivação destes estudos a fim de saber o seu impacto na estrutura é manifesto. Por outro lado, face às exigências actuais de segurança e conforto, os níveis de vibração devem ser reduzidos.

2.5. O ESTADO DE CONSERVAÇÃO DAS PONTES METÁLICAS

2.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De acordo com os resultados do estudo realizado junto dos responsáveis pelas pontes, quase 68% das pontes metálicas na Europa têm mais de 50 anos. Apenas 10% foram construídas nos últimos 10 anos. 1360 velhas pontes de ferro fundido encontram-se em apenas 5 países (Reino Unido, Finlândia, França, Suíça e Itália). A maioria das 11625 pontes em ferro pudelado na Europa encontram-se no Reino Unido e em França.

Nas respostas aos questionários realizados, foram apontados os seguintes problemas relacionados com as pontes metálicas [5]:

- Corrosão (mencionado por 13 dos 17 responsáveis por pontes ferroviárias);
- Fendilhação por fadiga (11 de 17);
- Anomalias nas ligações (5 de 17);
- Defeitos na pintura (4 de 17);
- Fracturas frágeis (2 de 17).

2.5.2. O CASO PORTUGUÊS

O parque das Pontes Metálicas em Portugal, ferroviárias e rodoviárias, é bastante extenso e com alguma idade, sendo que a maioria das Pontes tem mais de 100 anos. Estas são constituídas por elementos compostos em material metálico não soldável. Os perfis compostos são rebitados, bem como as ligações entre os elementos que constituem as pontes. Só sob a tutela da REFER – Rede Ferroviária Nacional –, o número de Obras de Arte com ligações rebitadas é de cerca de 630 [18].

Assim, é de todo o interesse tecer algumas considerações sobre a situação das pontes metálicas nacionais, o seu estado de conservação e as acções que têm sido levadas a cabo no campo da reabilitação e conservação. Importa ainda perceber qual a evolução da recuperação e manutenção das obras ao longo dos tempos.

No que diz respeito às pontes rodoviárias, no passado, a já extinta J.A.E. – Junta Autónoma das Estradas – possuía quatro brigadas ligadas à conservação e manutenção das pontes metálicas sob a sua tutela, estando duas dessas equipas responsáveis por duas obras em particular – uma na Ponte 25 de Abril em Lisboa e outra na Ponte Luiz I, no Porto. Das outras duas equipas, uma, sediada em Vila Franca de Xira, estava vocacionada para a manutenção das estruturas da zona sul do país, enquanto a outra, que constituía o carro oficina, e que possuía todo o equipamento necessário às intervenções a efectuar, deslocava-se por todo o país.

Estas quatro equipas acabaram por se extinguir dando origem a apenas uma constituída por três homens, que se deslocava por todo o país quando alguma reparação fosse necessária. Como facilmente se compreende, o âmbito e grandeza destas reparações é limitado, restringindo-se a intervenções de carácter pontual e envolvendo apenas recursos e tecnologia disponíveis na brigada.

Desde o fim da existência destas brigadas pouco tem sido feito para continuar o trabalho de recuperação das pontes, pelo menos ao nível de trabalhos de pequena dimensão e visibilidade. Ainda assim, é justo não esquecer algumas obras de reabilitação e reforço de algumas estruturas como a Ponte Luiz I [20], a Ponte do Pinhão [21] e a Ponte do Fão [22]. Não obstante o facto de algumas obras terem vindo a ser recuperadas, não tem havido uma estratégia satisfatória, quer ao nível da manutenção quer ao nível da realização de estudos que permitam recolher informação que contribua para a actualização histórica destas obras, no sentido de as conservar [15].

No que concerne à rede ferroviária nacional, das 2379 Pontes que fazem parte do património da REFER, entre as quais se encontram pontes mistas, de alvenaria, em betão armado e metálicas, as últimas constituem uma parcela importante não só em termos quantitativos – 631 – como também em termos de valor histórico.

As obras metálicas distribuem-se, de acordo com o seu esquema estrutural, da forma apresentada no Quadro 2.III.

A razão de ser da REFER é gerir a rede ferroviária nas suas vertentes de construção, conservação, manutenção, preservação do património e gestão de capacidades, proporcionando ao mercado uma infra-estrutura de transporte competitiva, eficiente e segura, com respeito pelo meio ambiente.

Quadro 2.III – Tipo Estrutural das Pontes Metálicas da REFER [14]

Tipo Estrutural	Unidades
Warren	27
Rótula Múltipla	43
Pratt ou N	44
Cruz St. ^a André	101
Vigas de alma cheia	416
TOTAL	631

Enquanto entidade gestora, a visão estratégica da REFER assenta num equilíbrio de relações com os outros agentes exteriores, quer estes sejam projectistas ou empreiteiros. No Quadro 2.IV são apresentadas as diferentes etapas da vida de uma Obra de Arte e, de uma forma genérica, as que são realizadas com meios internos e aquelas que geralmente são realizadas por entidades exteriores.

Quadro 2.IV – Entidades responsáveis pelas fases da vida de uma Obra de Arte [14]

Entidade	Concepção, Análise, Projecto	Construção	Inspecção e Diagnóstico	Estudos e Projectos	Acções de Conservação
REFER					
Entidade Externa					

Para dar cumprimento à missão que lhe foi confiada, a REFER dispõe de um corpo de engenharia que se encontra dividido de acordo com a divisão apresentada no Quadro 2.IV. Desta forma existem técnicos afectos às áreas de concepção, análise e projecto, gestão de empreitadas ou contratos, inspecção e diagnóstico, estudos e projectos e gestão das acções de manutenção e conservação. Note-se que, em todas as actividades em que a REFER intervém como dono de obra, a fiscalização dos trabalhos e a gestão dos contratos é da sua competência. No que concerne à actividade de Inspecção e Diagnóstico, esta é exclusivamente realizada com meios internos da REFER.

No passado a empresa ainda tinha meios humanos e equipamentos que lhe conferiam uma certa autonomia quer no projecto, fabricação, construção e colocação de pontes metálicas. De salientar o papel desempenhado pela já extinta oficina de metalomecânica de Ovar onde eram fabricadas muitas estruturas projectadas pelo então corpo de engenharia de pontes da CP – Caminhos de ferro Portugueses –, dando assim resposta à maioria das intervenções levadas a cabo. Actualmente, quando a escala de intervenção atinge determinada fasquia de tecnologia ou de necessidades de pessoal, a obra é feita por empreitada, recorrendo-se a empresas especializadas nesta área.

Relativamente às acções no âmbito da manutenção e conservação do parque de pontes existentes, em geral, estas assentam nas actividades de inspecção, podendo as avarias detectadas desencadear estudos, projectos e empreitadas de reparação ou manutenção.

A avaliação global de cada estrutura é baseada em indicadores provenientes de diferentes fontes de informação entre as quais se destacam os apresentados no Quadro 2.V, por serem os que são executados de forma sistemática, dentro de um ciclo temporal bem estabelecido. Complementarmente, sempre que se julgue necessário, são usados meios especiais de diagnóstico na avaliação estrutural.

Quadro 2.V – Ciclo dos meios auxiliares de diagnóstico [14]

Meio de Diagnóstico	Ciclo (anos)
Inspecções de rotina	1
Inspecções principais	4
Inspecções Subaquáticas	2
Batimetrias dos leitos dos cursos de água	5
Nivelamento geométrico de precisão	2

Ao nível da inspeção e diagnóstico, o mapa ferroviário encontra-se dividido em duas metades operando uma brigada de inspeção em cada região. Cada brigada é composta por cinco elementos, sendo chefiada por um Eng. Técnico. Dentro da área de cada brigada todas as Obras de Arte deverão ser revistas obrigatoriamente num ciclo de 5 anos, resultando de cada inspeção um relatório de avarias e de trabalhos propostos.

No final de cada inspeção principal realizada é atribuído um índice de avaria a cada componente procurando traduzir o seu estado de conservação bem como as medidas que se impõem tomar. Pode ainda ser proposta a realização de trabalhos com vista à conservação da ponte, trabalhos estes que poderão ser realizados pelas brigadas de manutenção ou com recurso a empreitadas exteriores.

Em termos de manutenção das estruturas, o país encontra-se dividido em quatro zonas territoriais, dispondo cada uma das zonas de uma brigada, composta por cinco elementos, de manutenção de pontes. O domínio de actuação destas brigadas pode variar desde a simples remoção da vegetação até à substituição de elementos metálicos danificados, cravação de rebites, colocação de cobre-juntas rebitadas ou aparafusadas e ainda o levantamento do tabuleiro para substituição ou realinhamento de aparelhos de apoio [14].

Todavia, como se disse, quando os trabalhos atingem maiores dimensões e exigências é necessário recorrer a empresas especializadas no sentido de dar resposta às necessidades.

Apesar de todas as dificuldades encontradas, a maioria das pontes metálicas com deficiências estruturais têm vindo a ser recuperadas, nomeadamente as da linha principal e secundária. Uma terceira linha, quase sem circulação ferroviária, e por isso classificada de desactivada, é a que pela sua prioridade se encontra em situação mais precária.

Assim, ao nível das pontes ferroviárias portuguesas tem sido feito um esforço no sentido da conservação e reabilitação das pontes metálicas antigas, o que de algum modo espelha a vontade de manter viva a era do ferro. Como exemplo desta atitude pode referir-se que a REFER tem actualmente em curso um estudo no sentido de determinar a capacidade resistente de seis pontes da Linha da Beira Baixa troço Covilhã – Guarda. No âmbito deste estudo está ainda a avaliação dos custos inerentes a um reforço das Pontes para as cargas regulamentares e ainda a determinação dos custos associados à substituição integral das estruturas existentes por pontes novas.

3

OBSERVAÇÃO E MONITORIZAÇÃO DE ESTRUTURAS

3.1. INTRODUÇÃO

A observação e a monitorização revestem-se de grande utilidade na análise do comportamento estrutural, assumindo particular importância nas obras de maior dimensão, em sistemas estruturais complexos e nas situações em que da ocorrência de danos resultem prejuízos severos para a sua manutenção em serviço. Com efeito, a detecção de avarias estruturais e a previsão atempada de eventuais situações de colapso, constitui a maior virtude da monitorização estrutural, na medida em que permite aumentar o tempo de vida útil da obra.

A monitorização de estruturas, através do acompanhamento da evolução das grandezas relevantes da estrutura, permite seguir o seu comportamento durante as diversas fases da sua vida, desde a construção até ao período de exploração. Quando devidamente apoiada de uma adequada interpretação dos resultados, fornece informação essencial sobre o estado de funcionamento de uma estrutura, permitindo ainda a detecção de avarias estruturais.

A avaliação de uma estrutura existente pode ser necessária se houver sinais evidentes de deterioração, mudança do tipo de exploração, alteração do nível das cargas, ou simplesmente como parte de um programa de monitorização. À medida que as estruturas vão envelhecendo, a avaliação do seu estado torna-se crescentemente importante [23].

Por todo o mundo, as pontes existentes estão a envelhecer. Para este facto contribuiu a construção de pontes metálicas associada ao desenvolvimento dos aços e das redes ferroviárias nos finais do século XIX, como também, mais recentemente, a construção de pontes motivada pela expansão de auto-estradas entre as décadas de 1950 e 1970.

Muitas das pontes existentes são classificadas como deficientes e com necessidade de reabilitação em virtude da deterioração, anomalias estruturais, ou simplesmente por não satisfazerem as necessidades actuais. O que mais tem contribuído para a situação actual são: a idade das estruturas, a manutenção inadequada, a agressividade do meio ambiente (responsável sobretudo pela corrosão), fadiga, etc. e, por outro lado, o aumento das cargas e velocidades de circulação.

Assim, o envelhecimento das pontes associado ao aumento das cargas conduz a que frequentemente as pontes existentes não satisfaçam as exigências ao nível da segurança estrutural. Esta situação leva a que a postura perante o estado das pontes oscile entre o seu encerramento ao tráfego para substituição ou reparação ou o condicionamento para um uso restrito.

A avaliação do seu estado de conservação serve então de base para a tomada de estas decisões. Cada decisão envolve razões de natureza económica e, naturalmente, de segurança. No sentido de se evitar custos elevados na substituição e na reparação a avaliação deverá revelar, de forma adequada e precisa, a real capacidade da estrutura e as possíveis alterações durante o período de vida útil previsto. Note-se que um dimensionamento conservativo não conduz a um aumento significativo dos custos. Todavia, uma avaliação conservativa do estado de uma estrutura existente pode resultar em desnecessários e onerosos trabalhos de reabilitação e a própria substituição [23].

Neste contexto, a correcta avaliação do estado de conservação das pontes constitui um aspecto fundamental. Assim, um adequado acompanhamento da estrutura ao longo da sua vida, com base em sistemas de monitorização eficientes, revela-se de grande utilidade. Os sistemas de monitorização do comportamento estrutural assumem um papel da maior importância ao fornecerem informação sobre a evolução do estado da estrutura permitindo calendarizar e tipificar intervenções em obra, tendo em atenção as condições de segurança e de durabilidade da estrutura e a gestão otimizada dos recursos [24].

A observação e a monitorização de estruturas podem ser aplicadas em fases diversas da vida de uma obra. Nas estruturas em que haja necessidade de proceder a intervenções de reparação, de reabilitação ou de reforço, o sistema de monitorização já instalado, ou a instalação de um especificamente para o efeito pode fornecer dados essenciais, indispensáveis à elaboração do projecto respectivo. Por outro lado, um sistema de monitorização adequadamente idealizado pode constituir uma ferramenta de grande relevância no acompanhamento da estrutura durante o processo de reabilitação.

Por outro lado, a observação estrutural após uma intervenção mais ou menos profunda pode ser usada no sentido de se avaliar a eficiência das soluções adoptadas, nomeadamente no que se refere à aplicação de novos materiais e novas técnicas construtivas, e aferir o comportamento da estrutura para as novas condições.

Actualmente, em resultado do desenvolvimento dos recursos informáticos, existem modelos numéricos de análise estrutural robustos capazes de simular as mais variadas propriedades das estruturas e os seus processos construtivos. Assim, desde que devidamente testados e calibrados constituem ferramentas preciosas na previsão do comportamento das estruturas. Neste contexto, a monitorização estrutural fornece um conjunto de resultados essenciais à calibração e aferição dos modelos de análise estrutural.

A observação das estruturas, não só sob acções conhecidas, mas também por períodos de tempo mais alargados, fornece elementos a uma adequada calibração dos modelos numéricos. Assim, em complemento com os resultados experimentais, os modelos numéricos permitem a avaliação do comportamento das estruturas. Por outro lado é possível simular condições difíceis ou mesmo impossíveis de reproduzir em condições controladas em obra e avaliar os efeitos produzidos. A avaliação do estado das pontes pode ainda ser melhorada através da utilização dos recentes desenvolvimentos na área dos ensaios em pontes, ensaios de materiais, análise estrutural e métodos probabilísticos [25].

Neste capítulo apresenta-se de forma sucinta as características e potencialidades dos sistemas de monitorização de estruturas. Por se tratar de um assunto extenso, tratado amplamente em vasta bibliografia, opta-se por se fazer apenas uma descrição sucinta dos aspectos relacionados com a caracterização do comportamento estrutural com base em resultados experimentais. No que concerne aos sistemas de monitorização e processos de medição, a apresentação incide fundamentalmente naqueles aplicados na observação e monitorização da Ponte Eiffel.

3.2. A MONITORIZAÇÃO NAS DIVERSAS FASES DE UMA OBRA

A monitorização estrutural é um conceito que deve estar presente durante as diversas fases da vida de uma obra, em especial nas de maior dimensão ou nas de maior complexidade. A monitorização tem como objectivos principais o controlo da estrutura e a verificação da conformidade do seu comportamento com o previsto no projecto. Não obstante os objectivos fundamentais serem coincidentes, podem distinguir-se, pela especificidade das informações a obter, três grandes fases ao nível da monitorização: concepção e execução; aferição do comportamento da estrutura e conformidade com o projecto; acompanhamento da exploração.

Importa referir antes de mais que o sucesso da observação estrutural depende da sua preparação, pelo que é fundamental definir atempadamente as fases a monitorizar e seleccionar as grandezas a medir. Com efeito, é fundamental prever, desde logo em fase de projecto, as condições necessárias à instalação de um sistema de monitorização. É também necessário garantir a acessibilidade aos elementos e secções relevantes da estrutura passíveis de monitorização.

Pelo facto de ser a pessoa que conhece mais profundamente a estrutura e que mais interesse poderá ter no esclarecimento de questões a que a modelação numérica não responda, deve ser o projectista a definir as grandezas a medir, as secções a instrumentar e o número de sensores a aplicar, e a frequência com que as medições devem ser realizadas. Em geral a opção recai sobre dois aspectos. Por um lado, conhecer o comportamento das secções consideradas críticas, isto é, as que se preveja que venham a ser sujeitas a maiores deformações. Por outro lado, no sentido de caracterizar o comportamento global da obra, conhecer o comportamento de secções correntes que se considere representativas da estrutura.

Durante a fase de concepção e projecto a monitorização pode assumir uma importância fundamental. A aplicação de um sistema de monitorização desde o início da construção pode interferir com o desenvolvimento do projecto na medida em que algumas hipóteses de cálculo poderão vir a ser confirmadas *in situ* com as medições efectuadas durante a execução da obra, ou suscitar ajustes ao projecto inicial. Estas informações constituem uma mais-valia na concepção das estruturas uma vez que se traduzem numa maior confiança no sistema estrutural adoptado, permitindo a adopção de soluções arrojadas, o desenvolvimento de novas técnicas construtivas e a adopção de novos materiais. Note-se que as informações recolhidas no âmbito de uma obra em concreto podem fornecer informação relevante para o desenvolvimento de obras com características semelhantes, podendo todo o processo ser melhorado.

Por outro lado, o acompanhamento da execução da obra fornece desde logo informações relevantes sobre o seu comportamento. Em sistemas estruturais correntes é comum a observação de grandezas que permitam dar uma percepção global do comportamento da estrutura, através da medição, por exemplo, de flechas nos vãos aquando da descofragem. Note-se, contudo, que apesar destas grandezas poderem fornecer informação relevante quanto ao comportamento da estrutura, sendo efectuadas em períodos discretos, não permitem acompanhar a evolução do comportamento estrutural.

Assim, quando se trata de trabalhos de maior complexidade ou quando se recorre a faseamentos construtivos de maior complexidade, a monitorização de grandezas a partir das quais seja possível o controlo contínuo do processo construtivo é da maior importância. Assim, a monitorização permite avaliar se o processo decorre como previsto e, no caso de detecção de desvios em relação ao previsto, a sua verificação atempada permite a sua correcção imediata [24].

Durante a execução da obra a estrutura vai sofrendo alterações de geometria, das condições de apoio, das propriedades resistentes, das próprias acções aplicadas, etc. Assim, é frequente que durante esta

fase muitas das secções possam estar submetidas a tensões ou deformações superiores às observadas em serviço, pelo que o seu controlo através de uma adequada instrumentação é fundamental.

Por outro lado, quando se pretende conhecer com exactidão o valor absoluto das tensões instaladas numa dada secção a necessidade de proceder à medição dessa grandeza desde o início é incontornável.

No âmbito da execução da obra importa referir os trabalhos de reparação, reabilitação e reforço. Com efeito, durante estes trabalhos, os aspectos aqui mencionados são também verificados. É frequente durante estes processos, a existência de processos complexos associados à remoção e substituição de elementos estruturais, tarefas que carecem naturalmente de um acompanhamento adequado no sentido de se garantir a integridade estrutural.

Após a conclusão da obra, e antes de se dar início ao seu período de exploração é corrente a realização de testes de carga no sentido de aferir a conformidade da obra. Estabelece-se então a comparação entre as grandezas medidas e as previstas nos modelos numéricos desenvolvidos. As acções usuais são sobrecargas devidamente caracterizadas e as acções ambientais, nomeadamente a temperatura. Na secção seguinte, no âmbito da caracterização estrutural, serão discutidos de forma mais detalhada os aspectos relativos a estes ensaios e o interesse da sua aplicação em obras de arte.

Durante o período de vida útil das obras, as campanhas de inspecção visual devem ser acompanhadas por um sistema de monitorização eficiente que permita a observação da evolução das grandezas relevantes à caracterização da estrutura.

A monitorização contínua das obras visa a o acompanhamento do comportamento estrutural, devendo prestar-se especial atenção às questões relacionadas com a durabilidade dos materiais e a evolução da resposta estrutural. O acompanhamento permanente permite ainda acompanhar a resposta da estrutura às acções do tráfego e às acções ambientais.

Em geral, os sistemas de monitorização utilizados para o acompanhamento da evolução do comportamento estrutural durante a fase de exploração das obras consistem na medição das diversas grandezas com um intervalo de tempo pré-definido. As leituras são feitas com frequências bastante baixas, em geral, espaçadas de horas.

Nos sistemas mais complexos podem ser integrados sistemas de vigilância. Assim, através de sensores capazes de detectar acções excepcionais sobre a estrutura, como sobrecargas elevadas, vento de elevada intensidade ou sismos, são desencadeados procedimentos de aquisição a maiores frequências e a medição de outros parâmetros não relevantes numa monitorização da evolução contínua. Assim, é possível observar o efeito sobre a estrutura de outras acções que de outro modo seriam dificilmente detectáveis. Além disso, em geral, estes sistemas contemplam a emissão de alarmes para os sistemas de gestão das obras [24].

Em princípio, se a estrutura for monitorizada por um período de tempo suficientemente longo, é possível a avaliação da condição da estrutura e a detecção da ocorrência de dano. Dependendo da densidade e do nível da instrumentação, a monitorização contínua também poderá permitir a previsão da localização de dano e a forma como ele terá ocorrido [4].

Assim, a instalação de um sistema de monitorização devidamente integrado num sistema de gestão de obras de arte permite prever e programar atempadamente as intervenções a efectuar. Além disso, num cenário de necessidade de trabalhos de reabilitação, as informações recolhidas durante o acompanhamento da estrutura fornecem informações importantes para o desenvolvimento do projecto.

A monitorização contínua além de servir de base ao estudo do comportamento real das estruturas, fornece informações fundamentais aos processos de decisão ao nível da gestão de pontes, quer em

termos de procedimentos de manutenção, quer ao nível de projectos futuros, na medida em que permite avaliar a eficiência das soluções adoptadas [4].

3.3. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nas obras de arte existentes coloca-se frequentemente a questão sobre as condições de segurança em que estas são utilizadas. Como se disse, o envelhecimento dos materiais, a degradação da estrutura, a ocorrência de danos, a alteração das condições de utilização, etc. constituem incertezas que levantam dúvidas sobre a real condição das estruturas.

Em geral, o desempenho real das estruturas é melhor do que o que a teoria determina. Quando a capacidade máxima de uma estrutura calculada analiticamente é inferior à desejável, pode ser benéfico tirar partido da capacidade “extra” inerente às estruturas reais. Neste contexto, os objectivos dos testes de carga são quantificar de uma forma científica a capacidade remanescente e determinar a parcela desta capacidade “extra” que pode ser usada de forma fiável para estabelecer a capacidade de carga efectiva da estrutura. Os testes de carga podem ainda ser usados para avaliar a eficiência das reparações a que as estruturas possam ter sido sujeitas e para avaliar o comportamento da ponte quer ao nível da distribuição das cargas, quer ao nível dos parâmetros dinâmicos [26].

Nos últimos anos uma quantidade considerável de informação relativa a ensaios em pontes tem sido acumulada por diversas entidades responsáveis pela exploração das pontes. Os testes podem ser colocados em diferentes categorias, dependendo das suas características e dos seus objectivos principais [27].

- i. *Ensaio de Carga (Behaviour tests)*: são realizados para verificar os resultados dos métodos numéricos e aferir a sua conformidade às condições reais da estrutura. As cargas aplicadas durante estes testes são mantidas muito abaixo das cargas últimas. Assim, os testes fornecem informação apenas sobre a rigidez e as condições de apoio da estrutura e pouco sobre a resistência última;
- ii. *Provas de Carga (Proof tests)*: são levados a cabo para determinar a carga de segurança ou a carga admissível para uma ponte específica. A estrutura é submetida a cargas estáticas bastante elevadas. O nível de carga é tal que os efeitos na estrutura são maiores do que os causados pela carga máxima de exploração admitida na ponte;
- iii. *Testes de rotura (Ultimate load test)*: são usados para determinar a resistência última de uma ponte e confirmar as previsões efectuadas através de um modelo numérico. Estes testes fornecem informação preciosa no que concerne à sequência e ao modo de rotura de uma estrutura. Depois de validados, os modelos numéricos podem ser usados na previsão da resistência última de outras estruturas similares;
- iv. *Testes de evolução de tensões (Stress history tests)*: permitem conhecer a distribuição e a amplitude das tensões em secções críticas de pontes. A informação, que é registada de forma contínua durante a passagem dos veículos nas pontes, é usada para estabelecer a resistência à fadiga da ponte;
- v. *Testes de diagnóstico (Diagnostic tests)*: são realizados para determinar a causa de uma determinada deficiência quando a abordagem analítica é muito difícil;

- vi. *Ensaaios dinâmicos (Dynamic tests)*: permitem a identificação experimental dos parâmetros dinâmicos mais relevantes da estrutura, designadamente as frequências naturais de vibração, os modos de vibração e os correspondentes coeficientes de amortecimento. A ocorrência de danos, a perda de integridade ou a alteração das condições de apoio induzem alteração na resposta dinâmica da estrutura.

Dependendo do modo como as cargas são aplicadas à estrutura, os testes podem ser ainda divididos em duas categorias [27]:

- i. *Carregamentos estáticos*: são aplicados usualmente através de blocos de betão, veículos de teste com cargas e distâncias entre eixos conhecidas (estacionárias ou movendo-se a velocidades reduzidas) ou actuadores hidráulicos;
- ii. *Carregamentos dinâmicos*: são normalmente aplicados através do tráfego normal, veículos de teste, libertação brusca de deslocamentos impostos, frenagem de um veículo na ponte, vento ou excitadores sinusoidais desenvolvidos especificamente para o efeito. O objectivo dos ensaios dinâmicos é, como se disse, a determinação das características dinâmicas de uma ponte.

Não obstante a diversidade de ensaios disponível, a maior parte da informação disponível sobre testes realizados em pontes refere-se a cargas estáticas não excedendo o limite de elasticidade na resposta da estrutura (Ensaaios de Carga) – [28-31] –, sendo que muito poucas pontes foram sujeitas a Ensaaios de Rotura. De facto, os tipos mais correntes de ensaios são os Ensaaios de Carga e as Provas de Carga.

A popularidade destes métodos reside no facto de se revelarem bastante úteis na avaliação de pontes existentes na medida em que, não lhes provocando danos, permitem conhecer a efectiva resposta estrutural e o modo de distribuição das cargas. Note-se que as cargas aplicadas são predeterminadas e controladas de modo a não causarem alterações à resposta elástica da estrutura.

Em muitos casos, a constituição dos componentes e a sua resposta estrutural são difíceis de determinar em virtude da falta de informação e da deterioração. Noutros casos, os cálculos efectuados conduzem a uma capacidade resistente abaixo da exigida. Assim, os testes de carga podem fornecer de uma forma mais realista a capacidade efectiva das estruturas. Em alguns casos os resultados indicam que o nível de segurança das pontes é menor do que o calculado, alertando assim as entidades responsáveis pela sua exploração no sentido de levarem a cabo medidas de forma a corrigir o problema. As pontes existentes que ao longo dos anos tenham sido reforçadas podem não estar correctamente avaliadas em termos de resposta estrutural devido ao desconhecimento das interacções dos vários elementos na transmissão dos esforços. Assim, os testes de carga podem fornecer informação relevante no sentido do esclarecimento do comportamento dessas pontes e aumentar a fiabilidade no estabelecimento do seu nível de segurança [32].

3.3.2. ENSAIOS DE CARGA

No final dos trabalhos de construção ou de reabilitação de uma obra de arte é corrente a realização de ensaios de caracterização do comportamento estrutural. Estes ensaios consistem na observação e medição da resposta de uma estrutura sujeita a cargas predeterminadas e controladas sem causar alterações à resposta elástica da estrutura. Durante estes ensaios é observado o comportamento da estrutura face a um conjunto de acções estáticas e dinâmicas. É também comum observar o comportamento da estrutura sob os efeitos das acções ambientais, nomeadamente da temperatura.

Num Ensaio de Carga a solicitação é colocada em pontos previamente designados e os efeitos medidos na estrutura são comparados com os efeitos estimados, tendo por base a carga aplicada e os princípios e práticas de análise estrutural. Os percursos das cargas devem estar previamente definidos antes do início dos testes. Por outro lado, as várias condições que possam contribuir para uma capacidade superior da ponte devem ser identificadas e compreendidas quando se realiza um ensaio de carga e a aplicação das cargas e as medições devem ser feitas de forma cuidada. Antes de se usar uma carga para se estabelecer a capacidade de carga de uma ponte, deve efectuar-se uma análise numérica no sentido de prever a resposta e prevenir a introdução de danos na estrutura [26].

A resposta da estrutura sob as acções de teste pode ser assim comparada com o comportamento previsto numericamente. Estes ensaios têm como principais objectivos a aferição e validação dos modelos numéricos, averiguar a conformidade da estrutura executada face aos pressupostos subjacentes ao projecto e a avaliação das condições de segurança e de integridade da estrutura.

Para isso deve ser instalado um sistema de medição adequado que permita a observação das grandezas relevantes à caracterização da obra. No caso da obra dispor de um sistema de monitorização, pode tirar-se partido do sistema instalado e complementá-lo com outros instrumentos que se revelem necessários à correcta caracterização da estrutura. A realização destes ensaios pode ainda ser aproveitada para aferir o funcionamento do sistema já instalado em obra através da avaliação das grandezas por ele medidas e confrontação com os resultados dos sensores instalados propositadamente para estes ensaios.

As grandezas a observar dependem, naturalmente, da dimensão e das características da obra em causa. Ainda assim, em geral, são medidas as flechas nos vãos, as rotações dos apoios, as deformações de secções mais esforçadas, as aberturas das juntas de dilatação e a temperatura. Os sensores e as técnicas adoptadas para a medição destas grandezas são apresentados na Secção 3.4.

É importante realçar a importância da interpretação dos resultados experimentais, devendo ser sempre feita com base num modelo numérico, devidamente ajustado e calibrado. Desta forma, não só se permite uma compreensão mais adequada dos resultados obtidos como também se possibilita a calibração dos modelos numéricos que possibilitarão a simulação de outras acções e situações de carga não contempladas no ensaio.

Em resumo, pode dizer-se que os testes de carga em pontes podem revelar-se bastante úteis para as entidades que exploram as pontes. Pode poupar-se dinheiro por se permitir a exploração das estruturas a níveis de carga superiores ou por se reduzir nos custos de manutenção e reforço. Pelo contrário, os testes de carga permitem lançar um aviso quando a estrutura revela um comportamento inadequado.

De seguida apresentam-se as formas de carregamento que podem ser aplicadas durante a realização de um Ensaio de Carga e os casos de carga a serem contemplados no sentido de uma caracterização tão completa quanto possível do funcionamento estrutural.

3.3.2.1. Meios de Carregamento

É importante que qualquer sistema de carga tenha em consideração a segurança das pessoas e se evite a introdução de danos de grande dimensão ou a rotura catastrófica da estrutura. Assim, um bom sistema de carga deve apresentar as seguintes características:

- Deve ser representativo do tráfego da ponte;
- A carga deve ser ajustável em magnitude;
- As cargas devem ser manobráveis;

- As cargas devem permitir a repetibilidade para que se possa aferir a resposta linear da estrutura com a repetição de cargas bem como o retorno à posição inicial após a remoção das cargas.

Uma forma conveniente de aplicação da carga para um teste de carga é através de cargas estáticas, que podem ser distinguidas quanto à sua mobilidade – estacionárias ou móveis.

As cargas estacionárias têm sido aplicadas às pontes através do posicionamento de blocos de massa conhecida através de gruas colocadas no exterior da ponte. Contudo este tipo de solicitação apresenta como principal desvantagem a dificuldade da sua movimentação, não só para outras posições como a própria remoção. Note-se que se a capacidade da estrutura é atingida, a carga não pode ser facilmente removida. Além disso, se as cargas são aplicadas muito devagar, para certo tipo de estruturas, os efeitos da temperatura devem ser considerados. Também podem ser utilizados reservatórios com água, sacos de cimento, etc. Em virtude das limitações ao nível da sua movimentação, estes métodos são indicados para o ensaio de elementos de menores dimensões e em que não seja relevante a observação de diversas situações de carregamento.

Em alternativa podem ser usados dispositivos mecânicos, como actuadores hidráulicos, acoplados a estruturas auxiliares, fixas ao terreno, aos apoios da própria estrutura ou a massas de grandes dimensões. A carga é monitorizada através de células de carga devidamente calibradas. Uma vantagem deste método é o facto de que à medida que a estrutura se deforma a carga aplicada se reduz automaticamente evitando assim a introdução de dano no próprio equipamento e o colapso da ponte. Estes dispositivos são indicados especialmente nos casos em que se pretenda observar o efeito do aumento gradual da carga ou da aplicação de ciclos sucessivos de carga e descarga.

Uma carga móvel é uma carga que pode ser facilmente aplicada em posições diferentes, quer transversal, quer longitudinalmente, ao longo da estrutura para simular todos os casos possíveis de carga. Desde que manobrados adequadamente, é possível ao longo de um mesmo percurso percorrer em sequência uma sucessão de casos de carga, optimizando-se a duração do ensaio. Em geral, são usados um ou mais camiões ou até veículos de teste concebidos especialmente para o efeito. De facto, os veículos constituem o método de carregamento mais apropriado para a aplicação em obras de arte.

Os veículos devem ser perfeitamente conhecidos, quer em termos de distância entre eixos, quer a distribuição de cargas pelos mesmos. Um aspecto que pode ter interesse é a variação das cargas aplicadas durante o teste. Assim, o veículo pode apresentar um peso fixo ou ter equipamentos que permitam a adição de carga, como por exemplo, blocos de betão. Note-se ainda que a simples mudança dos pesos para diferentes posições nos veículos conduz a alterações na distribuição das cargas [32].

3.3.2.2. Procedimentos de um Ensaio de Carga

Como se viu, a realização de um Ensaio de Carga visa a caracterização tão exaustiva quanto possível do comportamento da estrutura. Assim, além dos percursos com paragens estáticas devem ser realizadas passagens lentas para o traçado de linhas de influência. Os ensaios estático-dinâmicos visam caracterizar a amplificação dinâmica da resposta da estrutura quando esta é atravessada por veículos a velocidades elevadas. A realização de ensaios de frenagem permite avaliar as acções sobre os aparelhos de apoio e os pilares [24].

Pelas razões expostas anteriormente, e dada a diversidade de carregamentos a contemplar neste tipo de ensaios é comum recorrer-se a veículos para a sua realização.

As paragens com posições estáticas consistem na ocupação de sucessivas posições, previamente definidas, de forma estática. Todo o sistema faz o registo permanente das diversas grandezas em observação com uma frequência constante (em geral 1Hz é suficiente), enquanto os veículos vão sendo imobilizados durante alguns minutos nas posições de carga. Importa referir que antes da entrada e após a saída dos veículos do tabuleiro o subsistema deve estar em funcionamento no sentido de se registarem os valores de referência em relação aos quais são calculadas as respectivas variações.

O traçado de linhas de influência permite quantificar o efeito nas secções instrumentadas da estrutura quando o tabuleiro é atravessado por um ou mais veículos a velocidade reduzida e constante. Neste tipo de carregamento os veículos de teste devem mover-se na ponte a velocidades lentas (preferencialmente a menos de 10 km/h) e a resposta estrutural deve ser monitorizada continuamente. Note-se que com este ensaio não se pretende as situações de carregamento máximo, mas sim observar a evolução do comportamento da estrutura enquanto os veículos percorrem todas as possíveis posições de carregamento.

Durante o ensaio, todo o sistema de medição é mantido em funcionamento com uma frequência constante e adequada à observação da evolução do comportamento da estrutura para as sucessivas posições de carga (1Hz revela-se suficiente para velocidades de circulação baixas). Importa referir que a vibração induzida na estrutura pela circulação dos veículos aumenta o ruído no sinal dos transdutores, que pode ser mitigado através da aplicação de filtros adequados.

Com os ensaios estático dinâmicos pretende-se caracterizar o comportamento estático da obra quando esta é percorrida por veículos com massa conhecida. A velocidade induz um factor de amplificação da acção cujo efeito pode ser aferido através da comparação com os resultados da passagem lenta dos mesmos veículos. Nesta fase, as frequências de aquisição deverão ser mais elevadas.

Os ensaios de frenagem visam caracterizar o comportamento das obras de arte às acções horizontais. As grandezas que assumem maior relevância nesta solicitação são as deformações dos pilares e os movimentos dos aparelhos de apoio, pelo que deverão ser devidamente observados com frequências de aquisição de cerca 20 Hz.

3.3.3. ENSAIO AMBIENTAL

A acção da temperatura é, em geral, a acção ambiental que conduz a maiores variações de esforços, de deformações ou de deslocamentos. A observação de grandezas como as flechas, rotações e deslocamentos dos aparelhos de apoio, abertura de juntas de dilatação e extensões, dependendo naturalmente do tipo de estrutura em causa, permite obter informação relativa ao comportamento global da estrutura, contribuindo para a calibração e validação dos modelos numéricos.

Com os resultados obtidos deve ser possível estabelecer correlações entre as grandezas observadas e as variações de temperatura. Assim, para uma correcta quantificação da acção devem ser distribuídos sensores de temperatura em número suficiente, que depende, naturalmente do tipo de estrutura e da exposição solar, quer para medir a temperatura ambiente, quer para medir a temperatura em pontos representativos da estrutura.

Um período de observação de cerca de dois dias pode ser suficiente, em virtude das amplitudes térmicas diárias, para uma correcta caracterização do comportamento da estrutura. Como a variação da temperatura ambiental é uma variação lenta, as frequências de aquisição não necessitam de ser altas (intervalos entre aquisições da ordem dos 5 a 10 minutos revelam-se suficientes).

3.4. SISTEMAS DE MONITORIZAÇÃO

3.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os sistemas de monitorização actuais permitem a aquisição, o armazenamento e a análise dos dados recolhidos a partir dos sensores instalados. Estes equipamentos têm experimentado um enorme desenvolvimento, especialmente no que diz respeito à qualidade da medição, à frequência de aquisição e à capacidade de armazenamento e de processamento de informação, a custos cada vez mais razoáveis. Estes sistemas devem ser capazes de fornecer a informação mais pormenorizada possível acerca do comportamento estrutural.

Em geral, os elementos que constituem os sistemas de monitorização podem ser agrupados nos seguintes subsistemas:

- Rede de sensores;
- Sistema de aquisição de dados;
- Sistema de comunicação;
- Controlo da aquisição e tratamento de dados;
- Modelo de avaliação e de detecção de danos;
- Sistema de gestão e de decisão.

Pelas razões explicitadas anteriormente, nesta secção apresenta-se de forma sucinta os sensores e os sistemas de aquisição aplicados na monitorização de estruturas, dedicando-se especial atenção aos aplicados na observação e monitorização da Ponte Eiffel.

3.4.2. TIPOS DE SENSORES

3.4.2.1. Considerações Gerais

Antes da instalação de sensores numa estrutura, o engenheiro deve determinar os objectivos do sistema de monitorização e os tipos e a magnitude das medições a realizar. Assim, a realização de cálculos preliminares pode ser necessária para definir as grandezas a observar, estimar o nível que as medições poderão atingir e escolher os sensores em conformidade, e as secções a instrumentar.

Na observação de obras de arte podem distinguir-se as grandezas de medida quanto ao tipo de caracterização – global ou local [33]. As grandezas globais por serem de carácter cinemático, são relevantes para a análise do comportamento global da estrutura. Inserem-se nesta categoria os deslocamentos, as flechas, as rotações, as forças, aberturas de juntas de dilatação, deslocamentos de aparelhos de apoio, reacções de apoio. As grandezas locais assumem, em geral, um carácter complementar devido às incertezas sempre associadas à sua interpretação. Essas incertezas são geralmente associadas a três factores: medições pontuais (o que apenas traduz o comportamento local do ponto instrumentado), maior dependência das técnicas de instalação e maior sensibilidade aos efeitos da temperatura. As grandezas locais a observar podem ser extensões, tensões e aberturas de fendas.

No que diz respeito à caracterização das condições ambientais pode haver necessidade de instalar, na obra ou nas suas proximidades, uma estação meteorológica contendo sensores capazes de medir a temperatura ambiente, a humidade relativa, a pluviosidade, a radiação solar e o vento.

Note-se que, por exemplo, a variação de temperatura, além de induzir deformação ou tensão nos elementos estruturais, também pode afectar as características dos sistemas de medição. Este facto demonstra a conveniência da instalação de termómetros na estrutura em número suficiente para registo

da variação de temperatura sentida. Por outro lado, importa referir que, actualmente, os aspectos relativos à durabilidade das estruturas têm assumido uma importância crescente, em especial as questões associadas à corrosão das armaduras [24].

Os processos de medição são vastos e as tecnologias usadas dependem naturalmente do tipo de grandeza e da magnitude a medir. Não se pretendendo, como se disse, fazer uma descrição exaustiva de todos os sistemas disponíveis, por estarem devidamente tratados na bibliografia da especialidade, apresentam-se apenas alguns dos processos de medição mais correntemente utilizados, com especial destaque para os que foram aplicados na monitorização da Ponte Eiffel.

3.4.2.2. Deslocamentos

A medição dos deslocamentos é, muitas vezes, uma vertente importante de um sistema de monitorização, em especial durante Ensaios de Carga. Eles permitem observar o comportamento linear das estruturas à medida que as cargas vão aumentando e ainda se a estrutura regressa à sua posição inicial quando as cargas são removidas.

Tipicamente apenas alguns pontos carecem de ser monitorizados durante os testes. Por exemplo, os deslocamentos verticais de vigas são requeridos, em geral, apenas a meio-vão. A medição dos deslocamentos relativos entre os banzos de uma viga permite aferir a integridade da secção, particularmente se se verificar um estado elevado de deterioração. Em alguns casos, como em apoios, a medição dos deslocamentos horizontais pode ser útil para se determinar se os aparelhos de apoio estão a funcionar correctamente.

Existe uma grande variedade de instrumentos destinados à medição de deslocamentos relativos entre dois pontos. De entre estes destacam-se os transdutores capacitivos, os indutivos e os resistivos [24]. Os transdutores de deslocamento capacitivos baseiam-se na variação da capacidade de um condensador por variação da distância entre placas. Nos transdutores de deslocamento resistivos é estabelecida uma relação entre o deslocamento imposto e a resistência do elemento sensor.

Nos transdutores indutivos, constituídos por um núcleo móvel de material permeável e três enrolamentos, o primeiro é usado para variar o acoplamento do campo magnético entre os segundos. Nesta classe incluem-se os LVDT's (sigla correspondente à designação inglesa de *Linear Variable Differential Transformer*), ilustrados na Figura 3.1.



Figura 3.1 – Fotografia de um LVDT

O núcleo, ao ser excitado com um enrolamento primário percorrido por uma corrente alternada, gera um campo magnético induzindo tensões em dois enrolamentos secundários devido ao acoplamento de fluxo com o primário. Ao deslocamento do núcleo está associada uma variação no acoplamento de fluxo que faz aumentar a tensão num secundário e diminuir no outro. É esta variação de tensão nos secundários, proporcional ao deslocamento do núcleo, que pode ser registada em tensão ou intensidade de corrente, que permite a medição de deslocamentos relativos entre dois pontos. Dentro de certos limites, a tensão varia linearmente com o deslocamento do núcleo. A composição e o princípio de funcionamento destes sensores são ilustrados na Figura 3.2.

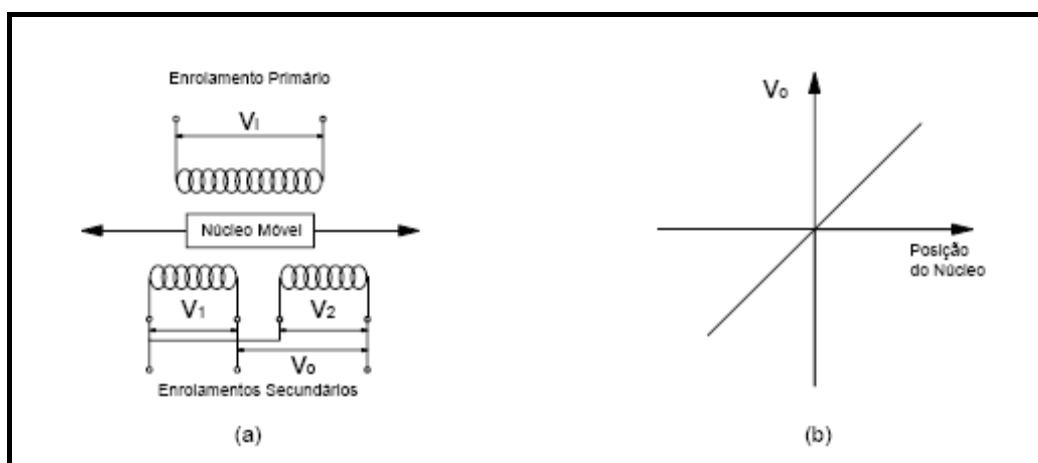


Figura 3.2 – Composição (a) e princípio de funcionamento (b) de um LVDT [33]

Estes transdutores, por apresentarem uma elevada repetibilidade, boa estabilidade a longo prazo, prolongada vida mecânica e uma boa resposta tanto em medidas estáticas como em dinâmicas, revestem-se de grande utilidade na monitorização de estruturas de Engenharia Civil.

Existem diversos modelos no mercado, apresentando-se no Quadro 3.I as especificações técnicas de dois modelos distintos.

Quadro 3.I – Especificações técnicas de dois modelos de LVDT's

Especificações Técnicas	Modelos	
	RDP	Monitran
Gama de medição	-25 – 25 mm	-25 – 25 mm
Erro de não linearidade	0.25%.FS	0.50%.FS
Efeito da temperatura no zero	0.10%.FS / 10 °C	0.10%.FS / 10 °C
Tensão de excitação	12 – 36 V d.c.	14 – 24 V d.c.
Sinal de saída	4 – 20 mA	4 – 20 mA
Gama de Temperatura de funcionamento	-10 °C – 70 °C	0 °C – 70 °C
Deslizamento da haste	Fixação da extremidade por intermédio de rótula	Mola

Na aplicação destes sensores deve garantir-se, por um lado, que o campo de medida não é ultrapassado e, por outro, que o “corpo” do LVDT é fixado adequadamente permitindo-se apenas o “deslizamento” da haste à qual está acoplada o núcleo móvel do sensor.

Os LVDT’s podem ser de mola, necessitando apenas de uma base que materialize o encontro para a haste, ou sem mola, o que implica a fixação da haste na extremidade. De modo a evitar o seu empenamento é comum fazer-se a fixação da haste através de uma rótula.

Como se disse, pode ser necessário observar os deslocamentos horizontais de aparelhos de apoio ou flechas. No último caso estes sensores necessitam de uma referência, pelo que, pode ser necessária a instalação de estruturas auxiliares apoiadas no solo que permitam a correcta fixação dos sensores e garantir uma referência para a avaliação dos deslocamentos pretendidos.

Nos casos em que se revele difícil, se não impossível, o estabelecimento de referências ao solo, pode recorrer-se a um sistema de nivelamento hidrostático, que percorra os pontos de medição pretendidos, para a medição de flechas. É muito comum verificar-se esta situação em pontes sobre rios, vias-férreas, ou viadutos de grande altura. Este sistema de nivelamento hidrostático, baseado no princípio dos vasos comunicantes, permite determinar deslocamentos verticais de uma forma indirecta. Com efeito, aos deslocamentos verticais da estrutura estão associadas variações de altura de líquido que podem ser medidas através de:

- Sensores de pressão que permitem a medição da variação de pressão associada à variação de altura de líquido;
- Transdutores que medem o deslocamento vertical de bóias instaladas no seio de câmaras;
- Células de carga que pesam massas instaladas em câmaras, parcialmente submersas.

No seio do LABEST, para a aplicação em ensaios de natureza estática, tem-se recorrido a um sistema com sensores de pressão, o que permite uma precisão dos valores medidos de 0,5mm.

De acordo com o teorema de Stevin, a diferença de pressão entre dois pontos pertencentes a um mesmo fluido homogéneo e incompressível é directamente proporcional à diferença de cotas entre eles. Assim, se num primeiro instante a diferença de pressão entre dois pontos, em termos de altura de coluna de líquido, valer $DH(0)$ e num instante subsequente, t , valer $DH(t)$, pode concluir-se que entre eles houve um movimento vertical relativo de $DH(t) - DH(0)$. Considerando então que num desses pontos, o qual se designará por secção de referência, o deslocamento vertical é nulo ou desprezável comparativamente com as grandezas a medir, o movimento vertical relativo observado corresponde, então, ao deslocamento vertical absoluto do outro ponto.

Na Figura 3.3, na qual i é uma secção onde se pretende observar o deslocamento vertical e R é uma secção de referência, ilustra-se o funcionamento do sistema utilizado.

O deslocamento vertical da secção i vem dado, como se referiu, pela Expressão 3.1, detalhada, de acordo com o esquema apresentado na Figura 3.3, na Expressão 3.2.

$$d.i.(t) = DH.i.(t) - DH.i.(0) \tag{3.1}$$

$$d.i.(t) = [H.R.(t) - H.i.(t)] - [H.R.(0) - H.i.(0)] \tag{3.2}$$

Onde:

- Nível 0 é o nível do líquido no instante em que se inicia o percurso;
- Nível t é o nível do líquido no instante t em que se pretende avaliar os deslocamentos verticais;
- $H.R.(0)$ é a altura da coluna de fluido sobre o sensor da secção de referência no instante em que se inicia o percurso;
- $H.R.(t)$ é a altura da coluna de fluido sobre o sensor da secção de referência no instante t em que se pretende avaliar os deslocamentos verticais;
- $H.i.(0)$ é a altura da coluna de fluido sobre o sensor da secção i no instante em que se inicia o percurso;
- $H.i.(t)$ é a altura da coluna de fluido sobre o sensor da secção i no instante t em que se pretende avaliar os deslocamentos verticais;
- $DH.i.(0)$ é a diferença entre a altura da coluna de fluido sobre o sensor de referência e a altura da coluna de fluido sobre o sensor da secção i no instante em que se inicia o percurso;
- $DH.i.(t)$ é a diferença entre a altura da coluna de fluido sobre o sensor de referência e a altura da coluna de fluido sobre o sensor da secção i no instante t em que se pretende avaliar os deslocamentos verticais;
- $d.i.(t)$ é o deslocamento vertical da secção i no instante t.

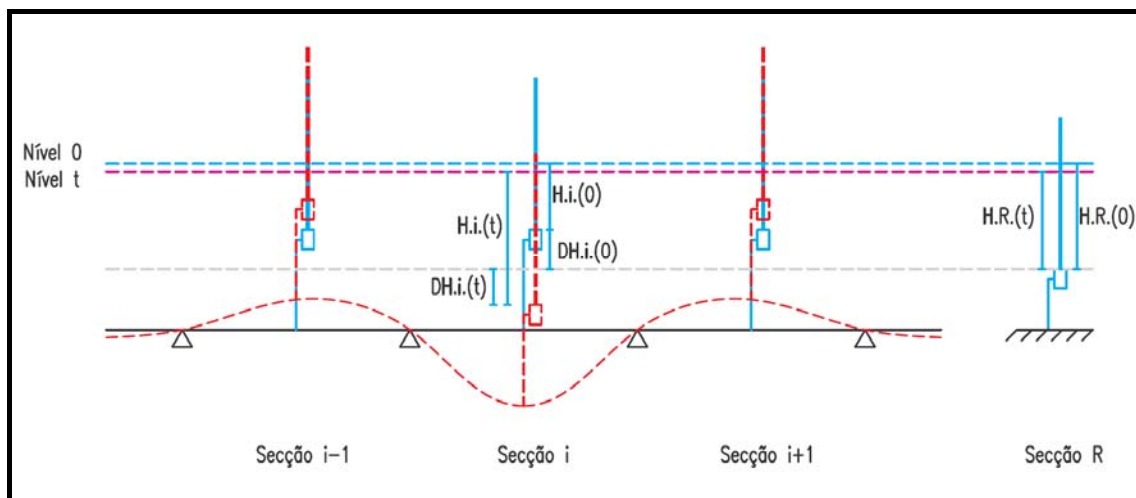


Figura 3.3 – Esquema de funcionamento do sistema de níveis líquidos

Note-se que a expressão obtida para deslocamentos verticais descendentes é também válida, através de considerações análogas, para secções em que se registre um deslocamento vertical ascendente e portanto, numericamente positivo.

Deste modo, a observação das flechas assentará no registo das variações de pressão nas secções a monitorizar e numa secção de referência na qual, como se disse, o deslocamento vertical seja nulo ou desprezável comparativamente com as grandezas a medir.

O sistema de nivelamento hidrostático para avaliar as flechas consiste então num circuito hidráulico, que percorre longitudinalmente a estrutura, constituído por tubagens condutoras, acessórios de ligação

e reservatórios que permitam o abastecimento do circuito, com sensores de pressão nas secções a monitorizar.

Os sensores de pressão utilizados contêm um elemento piezoresistivo, posicionado num compartimento de aço preenchido com um óleo adequado, que emite um sinal eléctrico, em corrente, proporcional à pressão a que estão sujeitos. Atendendo à grandeza dos valores que se pretendia medir, têm sido utilizados sensores de pressão de gama de medição reduzida, apresentando-se no Quadro 3.II as especificações técnicas de dois tipos de sensores com gamas de medição distintas.

Quadro 3.II – Especificações técnicas de dois modelos de sensores de pressão

Especificações Técnicas	Modelos	
	TS 01	SN
Gama de medição	0 – 100 cmH ₂ O	0 – 20 cmH ₂ O
Erro de não linearidade	0.35%.FS	0.04%.FS
Efeito da temperatura no zero	0.6%.FS / 10 °C	-
Tensão de excitação	12 – 30 V d.c.	8 – 28 V d.c.
Sinal de saída	4 – 20 mA	4 – 20 mA
Gama de Temperatura de funcionamento	-10 °C – 85 °C	0 °C – 50 °C

Estando amplamente testado, quer em obra quer em laboratório, o sistema utilizado fornece resultados com boa exactidão, merecendo a sua instalação, ainda assim, alguns cuidados. Desde logo, no que se refere ao funcionamento dos sensores, deve procurar-se que estes sejam colocados de modo a ficarem a trabalhar sensivelmente a meio da sua gama de medição.

No que concerne à eficiência da resposta do sistema, deve ter-se em conta que o período de tempo até que seja atingido o equilíbrio hidrostático nos diversos postos de medição condiciona o tempo de resposta do sistema. Este tempo de resposta está relacionado com a amplitude do deslocamento, com as características de viscosidade do fluido e com as perdas de carga introduzidas no circuito hidráulico. No que diz respeito à viscosidade do fluido a utilizar no circuito hidráulico, a utilização de água tem conduzido a resultados adequados. Por outro lado, de modo a reduzir ao máximo o volume de líquido deslocado, os reservatórios devem ser instalados em secções em que os deslocamentos sejam desprezáveis quando comparados com as grandezas a medir. Por último, e de forma a reduzir também a perturbação induzida por possíveis ondas de choque decorrentes do movimento do fluido no sistema, em cada um dos sensores de pressão deve ser instalada uma purga de ar.

Especial atenção deve, também, ser prestada ao enchimento do sistema, devendo ser feito de forma eficiente e evitando a acumulação de bolhas de ar que possam perturbar os resultados da medição. Assim, o enchimento do sistema deve ser realizado sob alguma pressão e com escoamento do líquido de forma a “arrastar” todas as bolhas de ar.

Na Figura 3.4, onde se representam todos os acessórios inerentes à instalação de cada um dos sensores de pressão, destaca-se a existência de duas purgas de ar. A purga da direita (purga de ar D) prende-se, como foi dito, com a eficiência da resposta do sensor enquanto a da esquerda (purga de ar E) serve de auxílio para o perfeito enchimento do sistema. Com efeito, mantendo a válvula de seccionamento H fechada de modo a proteger o sensor de pressões superiores às admissíveis, e abrindo a válvula V, o

líquido pode fluir livremente e assim “expulsar” todas as bolhas de ar que possam estar acumuladas no circuito. Note-se que, evidentemente, durante o ensaio, a válvula H deverá permanecer aberta, optando-se por manter fechada a válvula V de modo a reduzir a perturbação associada a possíveis vibrações do sistema.

Na avaliação dos resultados obtidos há ainda que ter em conta, pela interferência que poderão causar, os efeitos da variação local da pressão atmosférica, da vibração do próprio sistema e da variação de temperatura.

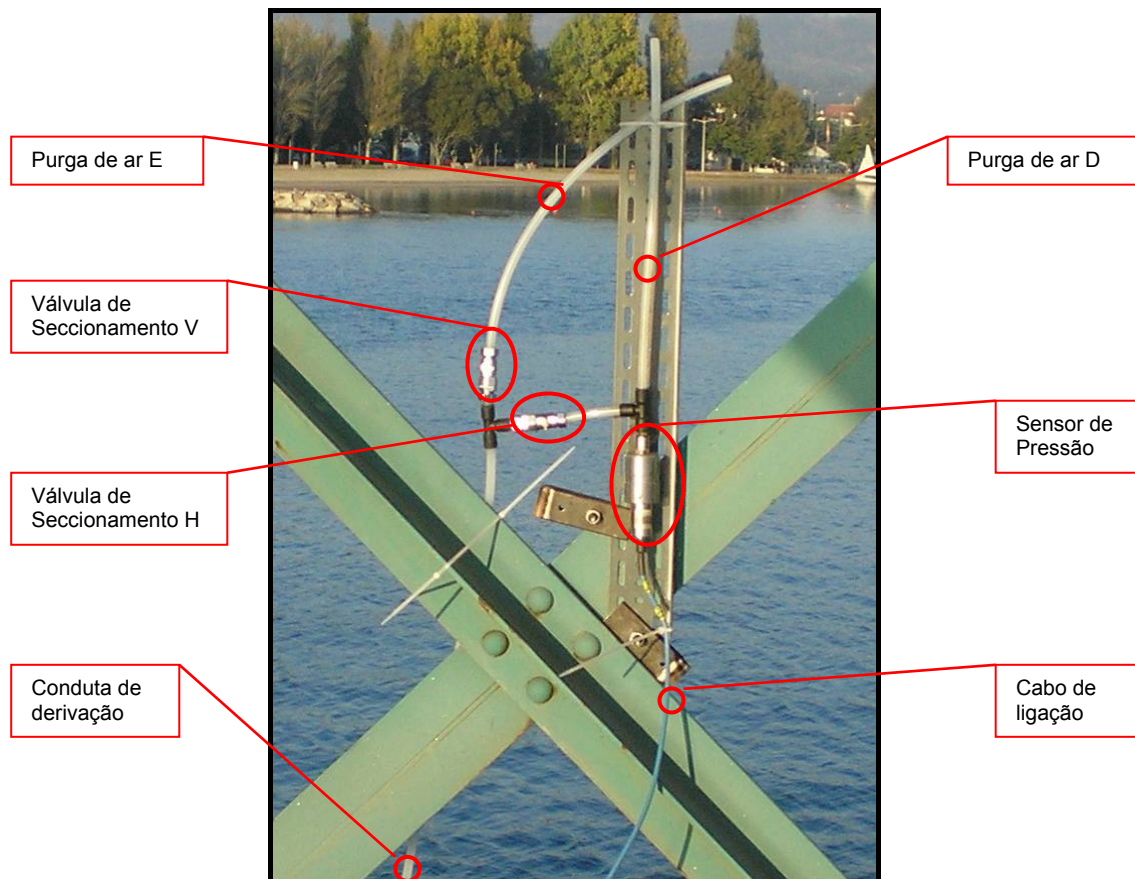


Figura 3.4 – Acessórios associados a um sensor de pressão

Importa referir que as principais desvantagens deste sistema de medição resultam, por um lado, da necessidade de instalação de um circuito hidráulico em obra, que nem sempre é compatível com as condições de trabalho em obra e, por outro, da dependência entre todos os pontos de medição.

3.4.2.3. Rotações

A medição de rotações em estruturas de engenharia civil pode ser feita por dois processos com princípios distintos: através da variação angular de um dado eixo entre uma posição inicial e uma posição final e através do desvio angular de uma dado eixo em relação a um plano de referência que é fixo. Note-se que o primeiro, que utiliza clinómetros, mede sempre rotações relativas a uma posição inicial, enquanto o segundo, através da utilização de inclinómetros, faz medições da inclinação absoluta em relação a um plano de referência.

Assim, no último caso, a rotação em relação à posição inicial resulta da diferença entre as inclinações medidas, como se indica na Expressão 3.3.

$$\Delta\theta(t) = \theta(t) - \theta(0) \quad 3.3$$

Onde:

- $\Delta\theta(t)$ é a rotação relativa no instante t ;
- $\theta(t)$ é a inclinação relativamente ao plano de referência no instante t ;
- $\theta(0)$ é a inclinação relativamente ao plano de referência no instante inicial.

Os clinómetros foram os primeiros a surgir no mercado, destacando-se o clinómetro de bolha de ar. Apresentando elevada precisão, os clinómetros de bolha de ar, apresentam como principal limitação o facto de se ter de fazer deslocar um técnico ao local sempre que se pretende efectuar uma medição.

Assim, mesmo perdendo-se alguma precisão, actualmente a escolha incide sobre os inclinómetros eléctricos. Apesar dos inclinómetros disponíveis no mercado não terem a precisão dos clinómetros de bolha de ar, as vantagens que apresentam, nomeadamente em termos de possibilidade de automatização das leituras e de frequências de aquisição mais elevadas, tornam-nos preferidos. Existe no mercado uma enorme variedade de sensores, não só em termos de número de eixos de observação e de gama de medição, como também ao nível do princípio de funcionamento.

Como se sabe, os inclinómetros permitem a medição do desvio angular de um dado eixo em relação a um plano de referência, em geral horizontal, e não a medição da rotação relativa, pretendida para as observações a efectuar. Contudo, desde que devidamente instalados, isto é, de modo a que o campo de medida não seja ultrapassado durante os eventos a observar, as inclinações registadas relativamente ao plano de referência são, como se viu, facilmente transformadas em rotações relativas.

Como exemplo, na Figura 3.5 ilustra-se um inclinómetro eléctrico do modelo *LSOC 1L* da *Jewell Instruments, LLC*



Figura 3.5 - Inclinómetro

Trata-se de sensores uniaxiais, permitindo, portanto, a realização de leituras apenas numa direcção, cujo campo de medida varia entre -1° e 1° relativamente à posição horizontal.

Produzidos para serem alimentados com uma corrente contínua de 24V, emitem um sinal eléctrico, que varia entre 4 e 20 mA, proporcional ao seno do ângulo que a direcção de leitura do sensor faz com a horizontal. Com efeito, devido à rotação do inclinómetro relativamente à posição horizontal, o

movimento de um pêndulo gravítico no seu interior é contrariado por um campo electromagnético, cujo sinal eléctrico, função do movimento induzido, é amplificado, emitido e registado pelo equipamento de aquisição.

Quadro 3.III – Especificações técnicas dos inclinómetros LSOC 1L

Especificações técnicas	Modelo LSOC 1L
N.º de eixos de medida	1
Gama de medição	-1° – 1°
Erro de não linearidade	0.05%. FS
Efeito da temperatura no zero	0.05%.FS / 10 °C
Tensão de excitação	24 V d.c.
Sinal de saída	4 – 20 mA
Gama de temperatura de funcionamento	-18 °C – 71 °C

Estes inclinómetros são sensores que, além de permitirem avaliar inclinações com precisão, estabilidade e fiabilidade adequadas, apresentam características que os tornam especialmente indicados para a monitorização de estruturas de Engenharia Civil. Por um lado, o núcleo destes sensores, composto por um pêndulo gravítico e por uma bobine, é suficientemente robusto para resistir a eventuais choques e vibrações e manter precisão e fiabilidade adequadas. Por outro lado, a protecção externa permite a sua utilização em ambientes climatéricos adversos.

Ainda assim, com o intuito de garantir protecção adequada aos sensores e à sua ficha de ligação, os inclinómetros, depois de devidamente fixados na estrutura (Figura 3.6), devem ser devidamente protegidos através de caixas de plástico, perfeitamente estanques, coladas à estrutura (Figura 3.7).



Figura 3.6 – Inclinómetro sem protecção



Figura 3.7 – Inclinómetro com protecção

3.4.2.4. Extensões

Os instrumentos utilizados para a avaliação de extensões são os extensómetros. Como se sabe, a medição da extensão num ponto é, na realidade, a avaliação da extensão média num segmento cujo

comprimento poderá ser maior ou menor dependendo da homogeneidade do material a instrumentar. Em estruturas metálicas, de madeira, de alvenaria ou em estruturas existentes, utilizam-se extensómetros de aplicação à superfície. Por seu lado, em estruturas de betão é comum aplicar extensómetros de embeber antes da realização da betonagem.

Quanto ao princípio de funcionamento podem distinguir-se os extensómetros eléctricos e os de fibra óptica.

A aplicação de sensores de fibra óptica na monitorização de estruturas de Engenharia Civil tem experimentado um grande desenvolvimento nos últimos anos. As suas principais vantagens relativamente aos extensómetros eléctricos residem na imunidade aos campos electromagnéticos, na reduzida perda de sinal para grandes distâncias e nas suas reduzidas dimensões. Assim, tornam-se especialmente indicados para a aplicação em estruturas metálicas [24].

Os sensores de Bragg – sensores de fibra óptica baseados na modulação do comprimento de onda – assentam na possibilidade de fotoinduzir numa pequena extensão do núcleo da fibra óptica uma modulação periódica permanente do índice de refração, obtendo-se assim uma sucessão de espelhos de reflexão parcial que, através de um fenómeno designado por difracção, reflecte apenas os feixes luminosos com comprimento de onda proporcional ao espaçamento entre espelhos – comprimento de onda ressonante.

A variação do comprimento de onda ressonante, a partir de um dado valor de referência, pode relacionar-se com variações de deformação e/ou variações de temperatura através da Expressão 3.4:

$$\frac{\Delta\lambda}{\lambda_0} = \frac{\lambda(t) - \lambda(0)}{\lambda_0} = G_\varepsilon \cdot \Delta\varepsilon + G_T \cdot \Delta T \quad 3.4$$

Onde:

- $\lambda(t)$ é o comprimento de onda no instante t ;
- $\lambda(0)$ é o comprimento de onda no início das observações;
- λ_0 é o comprimento de onda de referência;
- $\Delta\varepsilon$ é a variação de deformação axial ou extensão a partir do valor de referência;
- G_ε é o factor de ganho do sensor para o efeito da deformação;
- ΔT é a variação de temperatura a partir do valor de referência;
- G_T é o factor de ganho do sensor para o efeito da temperatura.

Os valores mais correntes do factor de ganho para a deformação, calculados e confirmados experimentalmente, variam de um modo geral entre $0,7 \times 10^{-6} \mu\varepsilon^{-1}$ e $0,8 \times 10^{-6} \mu\varepsilon^{-1}$. Este factor depende das características da fibra óptica onde o sensor é inscrito.

No que concerne à resposta das fibras ópticas à variação da temperatura, esta é dominada pelo efeito termo-óptico, ou seja, pela alteração do índice de refração com a temperatura e pela dilatação térmica linear da sílica. De um modo geral, o valor do factor de ganho para o efeito da temperatura está compreendido entre $6,5 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ e $8,5 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

No que se refere à instrumentação de estruturas metálicas com extensómetros ópticos, há que ter em atenção dois aspectos fundamentais, ilustrados nas Figura 3.8 e Figura 3.9: a aplicação e a protecção, respectivamente.



Figura 3.8 – Aplicação de um extensómetro



Figura 3.9 – Protecção de um extensómetro

A aplicação de extensómetros em elementos metálicos requer, desde logo, um tratamento adequado da superfície, com a remoção de todos os materiais depositados sobre o perfil, no sentido de se constituir uma base de fixação adequada. O processo mais delicado da colocação de extensómetros ópticos, em virtude da sua fragilidade e da precisão pretendida, é a sua fixação. Um posicionamento inadequado do sensor conduzirá, inevitavelmente, a desvios nos resultados pretendidos. Depois de posicionados, de forma provisória junto à área a instrumentar, é aplicada uma fina camada de adesivo de cianoacrilato na base do sensor, sendo este colado, de imediato, à superfície. A protecção destes sensores relativamente à humidade e exposição solar é garantida através da aplicação de uma resina epóxida, sobre a qual se coloca um betuminoso coberto com uma película de alumínio.

3.4.2.5. Temperaturas

Actualmente existe uma variedade de instrumentos destinados à medição da temperatura, cada um dos quais apresentando características, como a gama de medição e a linearidade, que os tornam particularmente indicados para determinadas aplicações específicas. Os sensores de temperatura actualmente mais utilizados nas aplicações de Engenharia Civil são os termopares e os detectores resitivos.

Um detector de temperatura resistivo, RTD (sigla que provém da designação inglesa *Resistance Temperature Detector*), baseia-se no princípio do aumento da resistência dos metais com a temperatura. Não obstante a possibilidade de utilização de outros metais, o material mais usado neste tipo de sensores é a platina. Como se pode ver na Expressão 3.5, a resistência deste metal varia linearmente, dentro das gamas que usualmente se pretendem medir, com a temperatura.

$$R_T = R_0(1 + \alpha T) \quad 3.5$$

Onde:

- R_T é a resistência do condutor à temperatura T;
- R_0 é a resistência do condutor à temperatura de 0 °C;
- T é a temperatura;
- α é uma constante típica do condutor.

Por outro lado, a elevada resistividade da platina face a outros metais permite a utilização de fios de ligação, destes sensores de temperatura ao equipamento de aquisição, mais compridos sem afectar de forma sensível os resultados.

Na Figura 3.10 pode observar-se um PT100 – sensor de temperatura de platina com uma resistência de $100\ \Omega$ a 0° – de película fina, construído pela deposição em vazio de platina sobre um substrato cerâmico, de modo a formar um elemento resistivo muito estável. As reduzidas dimensões, a rápida resposta térmica e a sua construção simples são algumas das características que fazem deste sensor uma boa solução para a monitorização de estruturas de Engenharia Civil.



Figura 3.10 – Sensor de temperatura PT100



Figura 3.11 – Sensor de temperatura encapsulado

Regra geral, como se ilustra na Figura 3.11, estes sensores de temperatura são encapsulados com troços de tubo de cobre ou aço inox promovendo, por um lado, uma protecção adicional do sensor e por outro lado, o encurtamento do tempo de resposta, dada a sua elevada condutibilidade térmica face a outros materiais.

No que concerne à sua aplicação em obra, pelo facto de poder conduzir a resultados diversos dos reais, deverá evitar-se a exposição destes sensores de temperatura à radiação solar. Além disso, deverão ser adoptados os procedimentos necessários de forma a evitar a afectação da temperatura a medir por outras temperaturas. Assim, deverá evitar-se o contacto entre os sensores utilizados para medir a temperatura ambiente e a estrutura. Por outro lado, os sensores que permitam a avaliação da temperatura dos elementos estruturais deverão estar o mais isolados possível do meio ambiente. De forma a procurar garantir este aspecto, como se ilustra nas Figura 3.12 e Figura 3.13, depois de devidamente fixado e colocado em contacto com a estrutura, o sensor deve ser protegido através de uma placa de isolamento térmico.

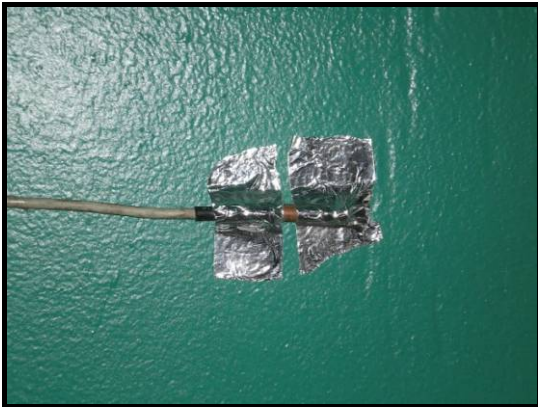


Figura 3.12 – Sensor de temperatura fixado na estrutura



Figura 3.13 – Placa de isolamento térmico sobre um sensor de temperatura

3.4.3. SISTEMAS DE AQUISIÇÃO

Os sistemas de aquisição permitem a interrogação dos sinais provenientes dos sensores, armazenando localmente essa informação ou disponibilizando-a numa rede de dados. Estes sistemas podem ser constituídos por placas de aquisição integradas em PC's ou serem equipamentos de funcionamento autónomo dispensando ligação permanente a PC's.

Os sistemas constituídos por placas integradas em PC's constituem uma solução mais económica e mais potente. No entanto, conduzem a sistemas de monitorização centralizados. Assim, as principais desvantagens deste sistema residem na necessidade de, por um lado, se dispor de cabos de ligação de elevado comprimento e, por outro, da permanência em obra de um PC, muitas vezes em meios bastante agressivos.

Por seu lado, os equipamentos autónomos, sendo menos potentes e permitindo interrogar um número inferior de sensores, torna-os, comparativamente com o sistema anterior, mais dispendiosos. Contudo, sendo dotados de ligação em rede, permitem uma instrumentação distribuída na estrutura, reduzindo-se assim o comprimento dos cabos de ligação e, por consequência, as perdas que lhe estão associadas. Além disso, podem ser facilmente instalados em caixas ou armários de protecção e apresentam consumos de energia mais reduzidos.

Assim, sempre que estejam satisfeitos os requisitos de interrogação, principalmente em termos de frequência de aquisição, são os sistemas mais adequados à monitorização de estruturas.

Na Figura 3.14 ilustra-se um posto de observação, no qual está integrado um equipamento de aquisição autónomo da série DT500 da *Data Taker*, utilizado para a aquisição de dados a partir de sensores eléctricos. Estes aparelhos constituem uma boa solução para a monitorização estrutural sob acções de média/baixa frequências. A sua versatilidade e robustez têm sido demonstradas na possibilidade de centralizar num único equipamento a capacidade de interrogar os sensores e armazenar as leituras. Na figura é ainda possível observar um conjunto de componentes associados que constituem o posto de observação, nomeadamente:

- 1 disjuntor de protecção de picos de corrente;
- 1 fonte de alimentação de 24V;
- 1 barra de ligadores que permite uma adequada ligação dos sensores ao sistema de aquisição.



Figura 3.14 – Posto de observação equipado com *Data Taker* DT515

A Figura 3.15 ilustra um equipamento da marca *Micron Optics*, adequado para a aquisição de dados a partir de sensores de base óptica.



Figura 3.15 – Equipamento de aquisição do modelo *Micron Optics*

4

A PONTE EIFFEL EM VIANA DO CASTELO

4.1. INTRODUÇÃO

Dividida em três partes estruturalmente distintas, a ponte propriamente dita e dois viadutos de acesso, a Ponte Eiffel, classificada como património municipal, constitui a travessia do rio Lima em Viana do Castelo.

Constituída por 10 tramos contínuos, em viga metálica de rótula múltipla, a ponte propriamente dita, apoiada em pilares de alvenaria, apresenta um comprimento total de 561,76m, tendo os tramos extremos 47,00m e os intermédios 58,47m. Todos os elementos metálicos são em ferro pudelado, material de transição entre o ferro e o aço actual, utilizado à época da construção. As ligações e as secções compostas foram executadas através da cravação de rebites. Os dois tabuleiros sobrepostos permitem, de forma independente, os trânsitos ferroviário, no inferior, e rodoviário, no superior.



Figura 4.1 – Vista geral da Ponte Eiffel

Em cada margem, o trânsito rodoviário faz-se separadamente do ferroviário e, quer um quer outro, é conduzido para a ponte e para o tabuleiro que lhe está destinado pelos viadutos de acesso. O viaduto destinado ao trânsito rodoviário é em rampa e, ao nível do tabuleiro superior da ponte, sobrepõe-se ao do caminho-de-ferro, como se ilustra na Figura 4.2. Deste modo, os trânsitos rodoviário e ferroviário, que nas margens do rio são paralelos e solidários, passam a ser sobrepostos na ponte. Em Anexo são apresentados um alçado e uma planta da ponte, com as designações atribuídas a cada um dos principais elementos, que servirão de suporte aos aspectos discutidos ao longo dos seguintes capítulos.

Os viadutos de acesso, semelhantes em ambas as margens, são constituídos por vigas metálicas contínuas, de oito tramos de 10m cada, apoiadas em colunas cilíndricas ornamentadas, também metálicas, dotadas de embasamento posição em ferro fundido. Estando as estruturas na margem norte implantadas sobre os jardins públicos e marginais da cidade de Viana do Castelo, o conjunto, de aspecto cuidado, integrava de forma harmoniosa, os arranjos urbanos da época [34].



Figura 4.2 – Vista geral do Viaduto de acesso na margem Sul

Durante o ano de 2007 esta ponte centenária foi sujeita a profundos trabalhos de reabilitação que consistiram na substituição e alargamento do tabuleiro rodoviário e no reforço de alguns elementos estruturais. Neste capítulo, que começa com uma breve referência à história da ponte, é explicitado o contexto em que as obras se desenvolveram, as soluções adoptadas e as várias tarefas realizadas no âmbito dos referidos trabalhos de reabilitação.

4.2. BREVE REFERÊNCIA À HISTÓRIA DA PONTE EIFFEL

A Ponte Metálica sobre o rio Lima, muito justamente considerada um belíssimo exemplar da arquitectura do ferro do século XIX, foi construída pela famosa Casa Eiffel de Paris, sob projecto de *Alexandre Gustave Eiffel*, um dos mais audaciosos engenheiros do mundo do século XIX. Substituindo a velha ponte de madeira que partia do Terreiro de S. Bento, em estacaria, e terminava junto da pitoresca Capela de S. Lourenço, na margem esquerda do rio Lima, constituiu na altura uma notável obra de engenharia posta ao serviço de um empreendimento da maior importância para o desenvolvimento da cidade e de toda a região de Viana do Castelo.

Todo o processo do projecto de construção da Ponte Metálica desenrolou-se apenas ao nível do poder central, o que aliás ficou bem patente pela ausência de resposta à sugestão formulada pelo poder municipal em 1876. De facto, nesse ano, a Câmara enviou uma petição a Sua Majestade, alertando-a para os gravíssimos inconvenientes que adviriam para a cidade se fosse aprovado o projecto de uma ponte com dois tabuleiros sobrepostos, considerando que ao elevar-se a ponte muito acima do nível das margens, as extensas e dispendiosas rampas de acesso não só dificultavam a circulação como teriam ainda o inconveniente de causar grandes estorvos a futuros melhoramentos. E como tal, em vez desse projecto, propunha que se adoptasse uma ponte de dois tabuleiros paralelos a ficarem ao mesmo nível do cais. É hoje um dado adquirido que a Câmara não obteve resposta e, como é de todos sabido, também não foi atendida no seu alvitre.

Hoje, 130 anos após ter entrado em funcionamento, é deveras curioso constatar que apesar da existência de uma outra ponte a montante, moderna e funcional, a Ponte Eiffel ainda é de muita utilidade não só para a travessia ferroviária, integrada na Linha do Minho, mas também para o tráfego rodoviário que a utiliza com bastante intensidade.

Toda a história da Ponte Eiffel começou quando na sexta-feira, 16 de Junho de 1876, principiaram os trabalhos do Caminho de Ferro, dentro da cidade, com o assentamento da linha férrea a partir do Campo de Santo António em direcção ao rio Lima, atravessando vários quintais aráveis.

Com o objectivo de concretizar a travessia da Linha do Minho, ao km 80, sobre o rio Lima, em 1876 é celebrado um contrato com a Casa Gustave Eiffel & C.^a para o projecto e construção da Ponte com um prazo de execução de 24 meses a contar da data prevista para o início dos trabalhos – 6 de Janeiro de 1876.

Só em Março de 1877, principiaram os trabalhos para a construção da ponte metálica, sendo montada sob a direcção do engenheiro *Gaujarenques*, tendo como engenheiro representante *Charles Nougier* e engenheiro ajudante *Sautier*.

Comportando dois tabuleiros sobrepostos, um para o caminho-de-ferro (inferior) e um para o trânsito de viação e peões, os pilares em cantaria começaram a assentar-se em 10 de Março de 1877. Em 20 de Agosto desse ano já estavam terminados os nove pilares. A profundidade máxima de fundação que atingiram foi de 22 metros e a mínima de 7,20 metros.

Concluída em 23 de Maio de 1878, foi festivamente inaugurada no dia 30 de Junho de 1878, com uma pomposa cerimónia a que compareceram ilustres figuras nacionais, entre as quais se destacavam Fontes Pereira de Melo, Presidente do Conselho de Ministros, e Lourenço de Carvalho, Ministro das Obras Públicas [35].

Ao longo da sua história, desde o dia da sua inauguração, a Ponte Eiffel tem sido sujeita, para além dos normais trabalhos de manutenção, a obras profundas de reabilitação e reforço.

A primeira intervenção significativa na estrutura da Ponte Eiffel ocorreu no início dos anos 20 do século XX em que o tabuleiro rodoviário (pavimento e passeios) em madeira é substituído por uma solução mista aço-betão.

Em 1934 são efectuadas obras de alteração dos montantes extremos da ponte no sentido de facilitar a manutenção de zonas pouco acessíveis.

No início da década de 1960 a CP – Caminhos de Ferro Portugueses – levou a cabo os trabalhos necessários ao reforço do tabuleiro ferroviário de modo a possibilitar cargas de 22,5 t/eixo. Todo o processo foi cumprido internamente pelos serviços da CP, tendo o Serviço de Pontes realizado o projecto, o fabrico executado na Oficina de Obras Metálicas de Ovar e os trabalhos levados a cabo pelas Brigadas de Montagem de Pontes.

Em meados da década de 1980, a empresa Teixeira Duarte efectuou um reconhecimento geotécnico que permitiu identificar a estratigrafia e caracterizar os terrenos de fundação das infra-estruturas da ponte. Subsequentemente, foram realizados, pela empresa Conduril, trabalhos de consolidação dos pilares, dados como concluídos em 30 de Abril de 1985. A intervenção foi custeada equitativamente pela ex-JAE – Junta Autónoma das Estradas – e a CP, tendo toda a operação sido desencadeada pela primeira.

Em meados da década de 1980 desencadeou-se um processo de reabilitação e reforço dos viadutos de acesso, primeiro, e da ponte, depois, no sentido de conferir à estrutura uma capacidade de carga compatível com as necessidades de tráfego previsíveis para aquela linha.

Em 1986, com o intuito de eliminar as restrições de carga (16 t/eixo e 4,8 t/eixo) e de velocidade (20 km/h) entretanto impostas no viaduto de acesso, dá-se início às obras de execução de um novo tabuleiro e de reforço dos pilares. Após algumas reformulações do projecto inicialmente previsto, de forma a manter a traça arquitectónica e a geometria de origem, em Junho de 1989 o processo é concluído com um custo total de cerca de 85 milhões de escudos.

Em 26 de Abril de 1990, o projecto de reforço das vigas principais da Ponte é adjudicado ao Gabinete J. L. Câncio Martins, após um concurso limitado para uma solução que não desvirtuasse a fisionomia da estrutura. Elaborado num prazo de 270 dias, o projecto preconizava uma solução que consistia na compensação do peso próprio da estrutura através da aplicação de forças verticais de baixo para cima, materializadas através de varões pré-esforçados que inflectiam nas secções sobre os pilares. Executada pela empresa Teixeira Duarte, a empreitada decorreu entre 29 de Outubro de 1992 e 14 de Outubro de 1994, tendo sido financiada, num total de 420 milhões de escudos, conjuntamente pelo Estado Português e pela União Europeia.

Em 1993 é introduzido um novo dispositivo de fixação elástico das travessas da via-férrea. Desta forma melhorou-se substancialmente a transmissão das cargas rolantes do comboio à estrutura da Ponte, permitindo uma maior adequação à nova velocidade de circulação de 80 km/h [34].

Recentemente, a Ponte Eiffel sobre o rio Lima, foi submetida a uma das mais importantes obras de beneficiação até então registadas, as quais, genericamente, consistiram na substituição do tabuleiro superior, dando origem ao alargamento dessa artéria viária e pedonal, passando dos 6,88m da estrutura primitiva, para os actuais 8,00m, seis dos quais destinados às faixas de rodagem. O antigo pavimento misto foi retirado e substituído por módulos de painéis metálicos e revestido por um fino tapete (5mm apenas) de um moderno material composto de resina epoxídica e areia especial.

Para esta vultuosa obra, que também compreendeu a reabilitação e reforço das infra-estruturas – pilares e encontros – a Ponte Eiffel fechou ao trânsito o seu tabuleiro superior, em 1 de Fevereiro de 2005 e reabriu em 30 de Outubro de 2007, em cerimónia presidida pelo Ministro das Obras Públicas,

Mário Lino, que se fazia acompanhar pelos Secretários de Estado Paulo Campos e Ana Paula Vitorino, pelo Governador Civil do Distrito de Viana do Castelo, Pita Guerreiro, pelo Presidente da Câmara Defensor de Oliveira Moura, demais autoridades civis, militares e religiosas, locais, e um elevado número de Vianenses.

Considerada um ex-libris da cidade de Viana do Castelo, em 2003, a reabilitação da Ponte Eiffel, que à data completou 125 anos de existência, foi distinguida pela Ordem dos Engenheiros como uma das “100 obras mais notáveis construídas no século XX”.

4.3. ENQUADRAMENTO DA EMPREITADA DE ALARGAMENTO E REABILITAÇÃO DO TABULEIRO Rodoviário

4.3.1. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL ANTES DAS OBRAS DE REABILITAÇÃO

Como se disse anteriormente, a Obra de Arte em estudo trata-se de uma ponte metálica, construída em ferro pudelado, aberta ao tráfego em Junho de 1878.

Na direcção longitudinal consiste numa viga contínua, ao longo de 10 tramos, com 561,76m de comprimento – 47,00m + 8x58,47m + 47,00m. Transversalmente, como se ilustra na Figura 4.3, a secção é em quadro, correspondendo os montantes a vigas de alma rota em rótula múltipla com 7,5m de altura, e as travessas a sistemas estruturais em grelha, que serviam de plataformas viárias com 5,20m de largura, comprimento correspondente à distância entre vigas.

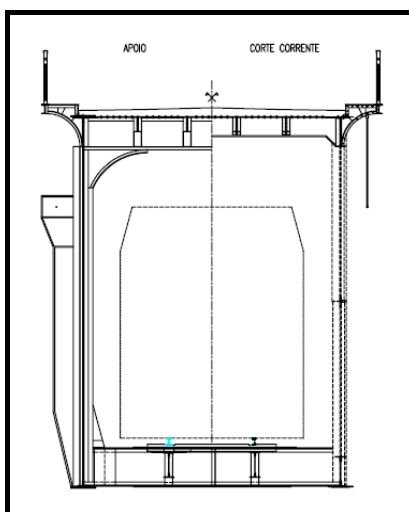


Figura 4.3 – Secção transversal – à esquerda, sobre o apoio e à direita, secção corrente – da ponte antes das obras de reabilitação

Longitudinalmente tem-se então duas treliças paralelas, afastadas de 5,20m, constituídas, como se pode ver na Figura 4.4, na qual se apresenta o alçado de um tramo intermédio, pelas cordas superior e inferior, pelas diagonais e pelos montantes. As cordas são materializadas através de secções em T, compostas por chapas metálicas e cantoneiras, solidarizadas por rebites. As diagonais, com secções variáveis com a posição na treliça (em conformidade com a cor apresentada na figura), são, em geral, constituídas por perfis compostos por chapas e cantoneiras. Os montantes são formados a partir da combinação de chapas e cantoneiras de espessura variável.

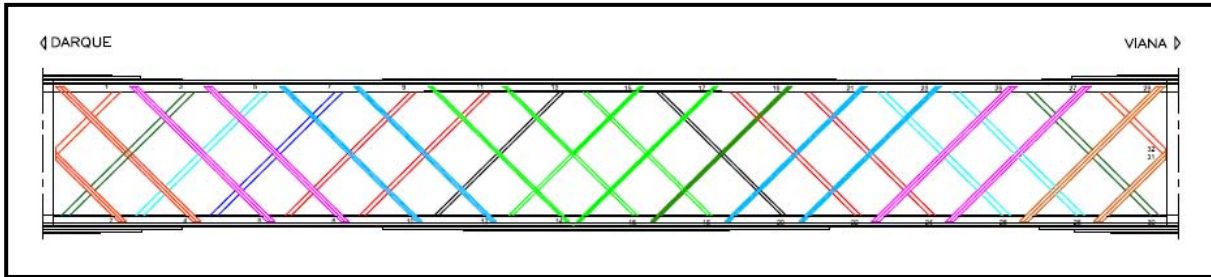


Figura 4.4 – Representação esquemática do alçado de um tramo intermédio

O tabuleiro superior, que permitia o trânsito rodoviário, consistia numa laje de betão armado com cerca de 0,15m de espessura, assente sobre uma chapa copada que serviu de cofragem perdida, que, como se pode ver na Figura 4.5, estava apoiada numa malha de carlingas INP400 distanciadas entre si, em geral, de 3,84m e longarinas secundárias INP300. As carlingas sobre os pilares são distintas, sendo formadas por elementos compostos de chapas e cantoneiras, solidarizadas por rebites. O tabuleiro era ladeado por passeios metálicos que contavam com um guarda-corpos lateral de 1,0m de altura.

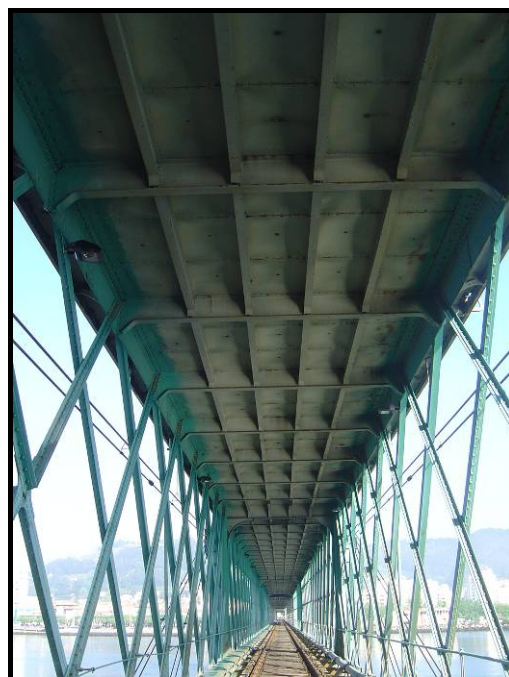


Figura 4.5 – Vista do tabuleiro superior antes das obras de reabilitação

Como se ilustra na Figura 4.6, o tabuleiro inferior, destinado ao trânsito ferroviário é constituído por uma grelha de carlingas, coincidentes com a projecção vertical das do tabuleiro superior, e duas longarinas ferroviárias em correspondência com o alinhamento dos carris. Tanto as carlingas como as longarinas possuem uma secção transversal em “T”, obtida com chapa e cantoneiras, solidarizadas por rebites. Entre cada par de carlingas existem 2 níveis de contraventamentos. A um nível superior, e entre as longarinas ferroviárias surgem barras, constituídas por cantoneiras, dispostas em dois pares de barras em forma de “X”. O segundo nível de contraventamento dispõe-se em forma de “V” entre as cordas inferiores. Junto aos montantes, ao nível do contraventamento superior do tabuleiro ferroviário,

estão dispostas barras, constituídas por duas cantoneiras rebitadas que dão forma a uma secção em T, dirigidas da longarina ferroviária para as secções de apoio das cordas inferiores, que materializam o contraventamento de frenagem.



Figura 4.6 – Vista do tabuleiro inferior

Todas as ligações entre os diferentes elementos estruturais são materializadas através de ligações rebitadas, como o são todas as secções compostas.

Após as obras de reabilitação e reforço efectuadas em 1994 foram introduzidos novos elementos na estrutura – as barras de pré-esforço e os respectivos desviadores colocados convenientemente ao longo da Ponte. Como se disse anteriormente, o reforço das vigas principais consistiu na compensação do peso próprio da estrutura através da aplicação de forças verticais de baixo para cima, materializadas através de varões pré-esforçados que inflectiam nas secções sobre os pilares. Como se pode ver na Figura 4.7, este sistema compreende um conjunto de barras, que efectivam a solução, desviadores, sobre os pilares e nos tramos, barras horizontais, pendurais e ancoragens.

O sistema de pré-esforço aplicado consiste num conjunto de barras formando poligonais, como se pode ver na Figura 4.7, e interrompidas nas secções sobre os pilares, que permitem a efectivação da solução preconizada. O seu traçado é garantido através de desviadores criteriosamente colocados nos tramos, de forma a efectivar a compensação do peso próprio, e nas secções sobre os pilares. Sobre os pilares as barras de pré-esforço são interrompidas nos aparelhos de apoio ilustrados na Figura 4.8.



Figura 4.7 – A solução de reforço através da aplicação de pré-esforço exterior

Como se pode ver na Figura 4.9, os desviadores existentes nos tramos dispõem de um dispositivo que permite o escorregamento das barras de pré-esforço, estando o deslocamento horizontal do ponto de inflexão dissociado da estrutura metálica.

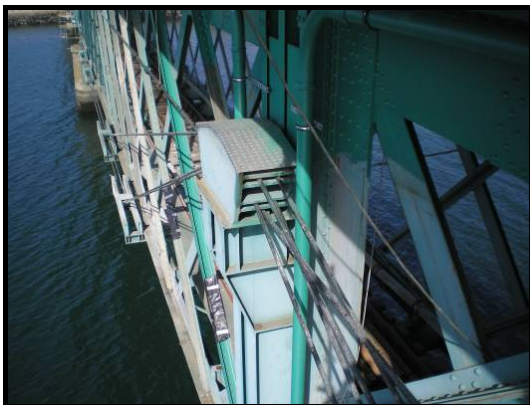


Figura 4.8- Desviadores nas secções de apoio

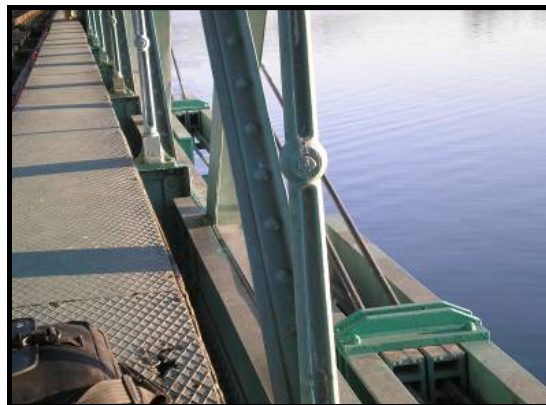


Figura 4.9 – Desviadores nas secções dos tramos

As barras horizontais ao nível superior (ver Figura 4.7), não fazendo parte do sistema de pré-esforço, foram instaladas com a função de permitir o tensionamento das barras poligonais dos tramos, essas sim, essenciais para a efectivação da solução preconizada. Estas barras constituem então um sistema de retenção, independente e sem interferência sobre o primeiro, que permitem o posicionamento dos desviadores sobre os pilares durante a montagem das barras do pré-esforço. O posicionamento destas barras horizontais é garantido através de pendurais colocados ao longo da estrutura.

Nas extremidades da Ponte, o equilíbrio das forças instaladas nas barras é conseguido através de ancoragens pré-esforçadas, com a zona de selagem penetrando no bed-rock. Nas extremidades da estrutura as barras de pré-esforço são fixas em dispositivos colocados em pilares metálicos exteriores à ponte, que por sua vez são ancorados no terreno, como ilustra a Figura 4.10.



Figura 4.10 – Ancoragem do sistema de pré-esforço

Toda a estrutura metálica assenta sobre aparelhos que permitem rotações e, à excepção do aparelho de apoio sobre o pilar P5 (pilar central da ponte), que é fixo, deslocamentos longitudinais. Nas Figura 4.11 e Figura 4.12 ilustram-se, respectivamente, um dos aparelhos de apoio correntes e o aparelho fixo.



Figura 4.11- Aparelho de apoio corrente



Figura 4.12 – Aparelho de apoio fixo

4.3.2. A EVOLUÇÃO DO PROCESSO ATÉ À SOLUÇÃO FINAL

4.3.2.1. Considerações Gerais

Com o objectivo de aumentar a capacidade de tráfego rodoviário, segurança e conforto dos utentes da Ponte Eiffel, em Viana do Castelo, foi lançado, em Novembro de 2004, um concurso para o projecto de reabilitação/alargamento do tabuleiro rodoviário. Neste contexto, o Gabinete J. L. Câncio Martins apresenta à EP – Estradas de Portugal – o projecto de execução para a substituição e alargamento do tabuleiro rodoviário da Ponte, dando-se início à empreitada em Janeiro de 2006.

A obra tinha um prazo de execução de 365 dias com conclusão prevista para Novembro de 2006 e um custo contratado de cerca de 4 milhões de euros. A obra visava apenas a intervenção no tabuleiro rodoviário não estando prevista qualquer intervenção no tabuleiro reservado ao serviço ferroviário. No

âmbito da obra estava planeada a retirada total do tabuleiro rodoviário existente e a sua substituição por um tabuleiro apoiado nos banzos das vigas principais da ponte, obrigando à interrupção da circulação do tráfego rodoviário.

Durante a execução dos trabalhos desta empreitada e após a remoção do tabuleiro rodoviário, nomeadamente no viaduto de acesso da margem sul, foram detectados problemas de corrosão nos banzos superiores das vigas longitudinais que o suportavam. Este facto desencadeou um conjunto de intervenções urgentes e não previstas (estudos e ensaios técnicos), tendo como objectivo a detecção e caracterização do estado da estrutura metálica do banzo superior.

Durante o mês de Maio o ISQ – Instituto da Soldadura e Qualidade – realizou um conjunto de ensaios não destrutivos nos locais acessíveis da ponte. Destes ensaios resultou o respectivo relatório técnico que conjuntamente com a análise do projectista J.L. Câncio Martins, Lda., foi avaliado por uma equipa especializada do IDEMEC – Instituto de Engenharia Mecânica – da FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

No dia 2 de Junho de 2006 foi concluído o Relatório da Universidade do Porto confirmando a patologia identificada nos ensaios efectuados pelo ISQ. No final desse mês o diagnóstico sobre o tabuleiro rodoviário estava concluído.

Por se considerar que o estado da estrutura punha em causa a continuidade dos trabalhos sem substanciais alterações ao projecto, em Julho de 2006, a EP suspende as obras. Da empreitada, apenas foram executados os Viadutos de acesso à Ponte, assim como o fabrico de todos os módulos metálicos do futuro tabuleiro (ver secção 4.4.1).

Na sequência da suspensão das obras, foi de imediato decidido estender a caracterização desta patologia em toda a extensão da Ponte, com a prossecução de novos ensaios às restantes componentes da estrutura. Assim foi determinada a intervenção do LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil – na apreciação imediata aos ensaios e relatórios relativos aos trabalhos em curso por indicação do MOPTC – Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações – devendo ser promovida até 31 de Julho desse ano, uma inspecção pormenorizada de toda a estrutura da ponte, tendo em vista identificar as suas reais características geométricas, físicas e mecânicas [36].

Na sequência do relatório da inspecção solicitada ao LNEC entendeu-se necessário proceder a outras análises e ensaios mais complexos e aprofundados de diversas peças da estrutura metálica da Ponte, entre as quais peças não visíveis e estruturalmente relevantes, de forma a poder-se obter um diagnóstico mais completo e rigoroso da situação, e a poder-se definir as soluções mais adequadas a implementar para a resolução dos problemas detectados [37].

Posteriormente, por indicação do MOPTC e no âmbito do Protocolo para a Gestão da Conservação de Obras de Arte objecto de exploração Rodo-Ferroviária, que determina a REFER – Rede Ferroviária Nacional – como responsável pela conservação da Ponte Eiffel sobre o Rio Lima, esta ficou incumbida de terminar a “Empreitada de Alargamento e Reabilitação do Tabuleiro Rodoviário” da Ponte já iniciada pela EP.

Assim, e na sequência da transição da referida empreitada da EP para a REFER, foi contratado em Outubro de 2006 o Gabinete de Projectos Lisconcebe, que revê o anterior projecto e adapta os módulos de pavimento rodoviário já executados na empreitada da EP e ainda preconiza beneficiações pontuais respeitantes a algumas situações identificadas pelo LNEC, pela REFER e pelo próprio projectista, aquando das inspecções que tiveram lugar no Verão de 2006.

No início de 2007 a REFER adjudicou à empresa Soares da Costa a nova empreitada que compreendia os trabalhos de Substituição e Alargamento do Tabuleiro Rodoviário, tendo-se iniciado de imediato as obras [34].

Uma vez que a Empreitada implicava a interrupção do trânsito rodoviário na Ponte Eiffel, com o objectivo de mitigar o impacto do fecho da Ponte nas populações que pretendiam efectuar a travessia do rio, foram accionadas algumas medidas excepcionais, nomeadamente [36]:

- Construção de um apeadeiro ferroviário no local de Areia;
- Reforço das carreiras rodoviárias existentes, com o aumento de frequência e introdução de novos percursos, entre o Cais Novo e Mazarefes, assim como o reforço do transporte fluvial de passageiros;
- Restabelecimento fluvial através de *ferry-boat* entre Darque e Viana do Castelo para transporte de veículos;
- Construção da ligação rodoviária da A28 (nó de Mazarefes) e o centro histórico de Darque;
- Restabelecimento de circulação pedonal na ponte, com uma largura mínima de 1,5m e de zona de passagem de velocípedes e ciclomotores.

Apesar de todas as medidas tomadas no sentido de minimizar os impactos nas populações servidas pela Ponte Eiffel, e em virtude de todos os problemas que foram surgindo e que conduziram a significativos atrasos nos prazos inicialmente previstos, esta empreitada acarretou elevados prejuízos e transtornos às populações, agentes económicos e autarquia. Contudo, e atendendo à elevada complexidade técnica dos problemas em análise, as entidades competentes entenderam dever privilegiar os valores fundamentais da segurança quer dos utilizadores da ponte quer da própria infra-estrutura pelo que foi necessário manter a interdição na circulação rodoviária e condicionar a circulação ferroviária em termos de velocidade e de carga transportada, até que a obra estivesse concluída de forma adequada.

Paralelamente ao processo da substituição e alargamento do tabuleiro rodoviário, em Outubro de 2005, o projectista A2P é contratado pela REFER para efectuar o estudo e projecto de beneficiação das infra-estruturas e substituição dos aparelhos de apoio da Ponte. Em 23 de Julho de 2007, a empreitada de Reabilitação das Infra-Estruturas é consignada à empresa Teixeira Duarte.

4.3.2.2. Avaliação Sobre os Aspectos de Durabilidade da Obra de Arte

Como se referiu na secção anterior, a empreitada de substituição e alargamento do tabuleiro rodoviário da Ponte foi suspensa após se terem observado níveis de corrosão considerados anormais nas ligações dos passeios aos banzos superiores. Considerou-se então que seria necessário proceder a profundas alterações ao projecto inicial. Na sequência desta suspensão o MOPTC incumbiu o LNEC da realização de ensaios de carga à estrutura e ao material constituinte da Ponte que permitissem avaliar as suas condições de segurança.

De acordo com a Memória Descritiva do Projecto [38], os aspectos considerados mais relevantes na definição das linhas orientadoras relativas à abordagem dos problemas relacionados com os materiais constituintes da obra e sua durabilidade são apresentados de seguida. As opções tomadas tiveram por base o Relatório de Progresso do LNEC de 15 de Setembro de 2006, do qual se transcreve alguns dos pontos directamente relacionados com os aspectos citados.

- i. A possível existência de microfissuras no material constituinte dos elementos estruturais, decorrentes de fadiga, indiciada por alinhamentos detectados em ensaios não-destrutivos preliminares.

Um dos aspectos que se revelou necessário clarificar durante os estudos realizados pelo LNEC sobre a estrutura do tabuleiro metálico da Ponte Eiffel em Viana do Castelo foi a natureza dos alinhamentos detectados nos ensaios não-destrutivos, anteriormente realizados, em componentes estruturais importantes do viaduto de acesso Sul e da ponte.

Nos ensaios metalográficos complementares, realizados em laboratório, em amostras das almas de vigas do desmonte do viaduto sul, retiradas de zonas onde foram identificados alinhamentos por ensaios não destrutivos, durante a primeira inspeção do LNEC, concluiu-se que estes alinhamentos são devidos a afloramentos de inclusões de escórias na superfície das chapas de ferro pudelado. Nestes ensaios não foram observados aspectos microestruturais resultantes da existência de microfissuras no material metálico. No decurso das operações de inspeção da estrutura do tabuleiro metálico, realizadas durante as várias deslocações à obra por técnicos do LNEC, também não foram detectadas evidências de uma fissuração generalizada, por fadiga, dos elementos estruturais observados.

Os ensaios de fadiga, realizados sobre provetes retirados de elementos também provenientes da desmontagem do viaduto rodoviário Sul, evidenciaram um bom comportamento à fadiga do material constituinte (ferro pudelado).

- ii. A necessidade de aplicar medidas correctivas em elementos estruturais nos quais se possam desencadear processos de fissuração por fadiga, passíveis de colocar em causa a segurança da obra.

Em alguns pontos específicos da estrutura poderão, no entanto, desencadear-se processos de fissuração por fadiga, em resultado da conjugação de vários factores, tais como penetração em profundidade da corrosão, danos decorrentes de má utilização ou ocorrência de imperfeições construtivas. Este risco de fissuração pontual por fadiga é típico em estruturas de pontes metálicas ferroviárias, antigas ou recentes.

No presente caso, devido à idade avançada da estrutura e ao ambiente agressivo a que esta se encontra sujeita, é necessário, por isso, tomar algumas precauções, como aliás é prática corrente em obras deste tipo. Tais precauções passam pela sua inspeção regular, pelo registo dos danos assinalados, nomeadamente da eventual ocorrência de fissuras que possam ser detectadas, e pelo controlo da sua evolução ao longo do tempo, bem como pela tomada de medidas correctivas de reparação, reforço ou substituição de elementos defeituosos que possam, de algum modo, colocar em causa a segurança da estrutura.

- iii. A estabilidade microestrutural do material que constitui a obra dá garantias das condições de funcionamento da estrutura. De qualquer modo, é recomendado, em razão da sua idade, que se realizem inspeções periódicas no sentido de controlar a evolução da obra.

Tal como tem sido referido em trabalhos de investigação sobre o comportamento de obras deste tipo, a idade da ponte não é, em si, motivo para a diminuição da sua segurança e conseqüente alienação. O material que a constitui é microestruturalmente estável e não existem razões evidentes para recear a sua degradação, desde que a estrutura seja cuidadosamente mantida e não sejam alteradas as suas condições de funcionamento. É de resto o que acontece noutros países como a França onde existem milhares de pontes centenárias deste tipo em funcionamento. Nesse país, todas estas pontes são submetidas a inspeções de rotina anuais e a inspeções periódicas especiais, de 5 em 5 anos ou de 3 em 3 anos, em função do nível dos defeitos detectados, de modo a controlar a evolução destes últimos e a tomar as medidas correctivas quando a sua importância o justifique.

- iv. A observação de elevados níveis de corrosão nas abas exteriores dos banzos das cordas superiores das vigas principais da estrutura e nos elementos constituintes dos montantes situados nas extremidades da ponte.

Um outro aspecto analisado na estrutura do tabuleiro metálico incidiu na avaliação dos níveis de corrosão nos principais elementos resistentes, tanto nos antigos como nos mais recentes, estes últimos introduzidos no reforço realizado na década de 90.

A inspecção aos elementos constituintes da estrutura metálica da ponte revelou no entanto que, de um modo geral, os danos devidos à corrosão são de carácter muito localizado e de fraca intensidade, com excepção das cordas das vigas principais e, em especial, das cordas superiores, que evidenciam danos por corrosão mais significativos nas abas exteriores dos banzos. Além disso, a corrosão detectada é mais significativa na face de jusante das cordas que na respectiva face de montante.

Observou-se ainda uma corrosão muito acentuada dos elementos constituintes dos montantes situados nas duas extremidades da ponte, junto dos respectivos encontros, devido às dificuldades locais de inspecção e de manutenção, e em vários elementos secundários, sem função estrutural relevante, como os passeios laterais ou os respectivos suportes, por exemplo.

Nos restantes elementos metálicos que integram a ponte observaram-se zonas muito localizadas de oxidação com destacamento da pintura, sobretudo na face inferior do tabuleiro rodoviário, bem como uma corrosão ligeira ao longo das diagonais ou na sua ligação às cordas das vigas principais.



Figura 4.13- O estado de corrosão do banzo superior (secção corrente)



Figura 4.14 – O estado de corrosão do banzo superior (secção de apoio)

4.3.2.3. O projecto final – Os elementos base e os condicionamentos considerados

No sentido de responder aos objectivos propostos aquando do lançamento do concurso para o projecto de reabilitação/alargamento do tabuleiro rodoviário e corrigir as anomalias estruturais detectadas posteriormente, o Gabinete de Projectos Lisconcebe desenvolveu o projecto, descrito na secção seguinte, que foi levado a cabo durante o ano de 2007 tendo por base os seguintes elementos disponibilizados pela REFER:

- i. Relatório elaborado pelo LNEC de 15 de Setembro de 2006 (do qual se apresentou algumas das conclusões mais relevantes na secção anterior);
- ii. Elementos de projecto dos módulos metálicos pré-fabricados existentes em obra (resultantes do projecto inicial);
- iii. Projecto inicial de alargamento da plataforma rodoviária;
- iv. Relatório de “pesagem” dos cabos de pré-esforço exterior, de Dezembro de 2005;
- v. Projecto de reforço da ponte efectuado em 1994;
- vi. Projecto de reforço da ponte efectuado na década de 1960.

Face às características da obra, construída em ferro pudelado, e ao facto da sua idade rondar os 130 anos, foi considerado pela REFER que o formato de verificação de segurança deveria:

- i. No que concerne às acções e combinações de acções, respeitar as fichas UIC 776-1 e 778-2, complementadas, sempre que estas fossem omissas, pelo RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes;
- ii. No que respeita à verificação da segurança estrutural, promover a sua verificação de acordo com o preconizado pelo Eurocódigo 3;
- iii. Relativamente aos módulos metálicos da plataforma rodoviária, por se tratar de elementos “independentes” totalmente novos, basear-se no RSA quanto a acções e combinações de acções e no Eurocódigo 3 relativamente aos aspectos de segurança.

Como se disse, as obras de substituição e alargamento do tabuleiro rodoviário da Ponte Eiffel compreenderam não só a substituição do referido tabuleiro como também a correcção das anomalias detectadas que conduziram, como se descreverá na secção 4.4, ao reforço e substituição de alguns elementos estruturais. Desta forma, no planeamento e execução de todos os trabalhos inerentes à concretização desta empreitada foi necessário ter em consideração um conjunto de factores associados, por um lado, ao facto de se tratar de uma estrutura secular e, por outro, ao facto da intervenção se processar numa estrutura de grande utilidade para os habitantes da região.

Neste sentido, os principais condicionalismos contemplados no projecto e estabelecimento da nova plataforma rodoviária, foram os seguintes [38]:

- Não aumentar o nível tensional da estrutura;
- Minimizar os efeitos das vibrações resultantes da descração de rebites e da demolição da laje de betão armado;
- Manter a circulação ferroviária, ainda que condicionada em termos de velocidade e de carga transportada, durante a execução dos trabalhos;
- Garantir uma passagem permanente de peões, velocípedes e motociclos ao longo da ponte.

No que se refere às propriedades dos materiais, além do material original que constitui a maior parte da estrutura – ferro pudelado –, em virtude das sucessivas empreitadas de reabilitação e reforço que a Ponte Eiffel tem sido sujeita ao longo dos tempos, outros materiais – aços S235 e S355 – foram aplicados em diversos elementos estruturais.

De acordo com o relatório do LNEC, os valores médios determinados para o ferro pudelado são:

- Módulo de elasticidade: $E = 180\text{GPa}$
- Tensão limite de proporcionalidade: $f_y = 265\text{MPa}$
- Tensão última: (na direcção da laminagem): $f_u = 285\text{Mpa}$

- Tensão última (na direcção normal à laminagem): $f_u = 275\text{Mpa}$

Assim, tendo em consideração estes valores, o projectista, em conjunto com a REFER, decidiu, para efeitos de projecto, adoptar $f_{yd}=200\text{MPa}$ e $E=180\text{MPa}$. Ainda assim, conforme é referido no projecto de reforço de 1992, e sem prejuízo do estabelecido, considera-se que o ferro pudelado da ponte é de melhor qualidade.

Relativamente aos elementos estruturais que foram sendo aplicados na sequência das intervenções realizadas na estrutura, tem-se:

- Chapas e perfis em diagonais e outros elementos: S235
- Desviadores do pré-esforço exterior: S355
- Barras de pré-esforço Ap950/1050

As características destes materiais, adoptadas para efeitos de projecto, foram as apresentadas no Eurocódigo 3.

No que se refere aos elementos estruturais a introduzir na sequência das obras de reabilitação e reforço descritas na secção seguinte tem-se:

- Elementos estruturais de reforço: S235
- Módulos metálicos: S355

4.4. A OBRAS DE REABILITAÇÃO – ALARGAMENTO E SUBSTITUIÇÃO DO TABULEIRO SUPERIOR

4.4.1. DESCRIÇÃO GERAL DOS TRABALHOS

As obras que decorreram na Ponte Eiffel, entre Fevereiro de 2005 e Outubro de 2007, consistiram no alargamento da sua plataforma rodoviária e na reabilitação da superestrutura motivada pelos problemas anteriormente apresentados.

O alargamento da plataforma rodoviária assentou na colocação de módulos metálicos sobre a estrutura existente. Trata-se de uma solução de tipo “estrado”, em que cada módulo, com 3,84m de comprimento e 8,20m de largura, funciona individualmente – com flexão nas duas direcções -, apoiado elasticamente no tabuleiro da ponte existente, através de 4 apoios com fixações por parafusos, que garantem as forças anti-levantamento, particularmente no caso de acção de acidente correspondente ao veículo sobre o passeio. Esta operação incluiu a demolição da laje existente e a remoção das longarinas secundárias, visando compensar o peso introduzido pela nova sub-estrutura correspondente à plataforma rodoviária sobre a Ponte.

Devido à necessidade de proceder a trabalhos de reparação e eventual substituição da corda superior da estrutura, tendo em consideração a avaliação de durabilidade realizada pelo LNEC (apresentada na secção 4.3.2.2), o projectista, em conjunto com a REFER, optou pela sua substituição integral. Assim, as chapas de cobertura do banzo da corda superior (40mm de espessura no máximo) foram substituídas por uma secção composta de área equivalente, constituída por um perfil HEB 300 soldado sobre uma chapa de 420x12mm, sendo o conjunto rebitado às cantoneiras que ajudam a formar a corda na ligação alma-banzo. A solução adoptada permitiu:

- i. Resolver o problema das múltiplas anomalias existentes, como sejam, a redução de secção existente, deformações e fendas, resultantes da corrosão, assim como obviar o problema da remoção dos óxidos e mástiques existentes entre chapas;

- ii. Dar uma geometria regular e desempenada aos banzos superiores que recebem os aparelhos de apoio sobre os quais assentam os módulos metálicos da nova plataforma rodoviária;
- iii. Robustecer as cordas superiores na medida em que as suas características, de área e inércia, são semelhantes em toda a extensão da ponte;
- iv. Intervir de forma organizada e sistemática, por segmentos, reduzindo os factores de imprevisibilidade para efeitos de cumprimento do prazo de execução dos trabalhos de construção, permitindo uma maior rapidez, quer da reparação da corda, quer da colocação dos módulos metálicos sobre si;
- v. Dar maiores garantias quanto à integridade futura da corda e seu futuro comportamento em serviço.

Para a concretização da empreitada de alargamento e substituição do tabuleiro rodoviário da Ponte Eiffel, a REFER realizou com a Empresa Soares da Costa e o Subempreiteiro Socometal – designado para os trabalhos de metalomecânica – as tarefas que de seguida se descrevem:

- i. Remoção de toda a estrutura metálica dos passeios e suspensão provisória dos cabos de pré-esforço horizontais (junto à corda superior).
- ii. Instalação de novos contraventamentos entre as carlingas e as cordas superiores de modo a permitir a posterior remoção do pavimento em betão armado, que, além de tabuleiro rodoviário, constituía, também, o travamento das mesmas, assegurando, portanto, a segurança da estrutura. Note-se que os referidos contraventamentos desempenham o importante papel de, em conjunto com as cordas superiores e as carlingas, formarem treliças num plano horizontal para resistir às acções horizontais transversais, como por exemplo, o vento.
- iii. A retirada do pavimento de betão, com espessuras variáveis entre os 14cm e 21cm, foi executada com recurso a corte a disco diamantado e posterior demolição. Toda esta operação foi realizada de forma extremamente cuidadosa, e por partes, garantindo deste modo o mínimo de vibrações prejudiciais a introduzir na ponte. Começou-se por cortar apenas as faixas laterais, de modo a permitir o acesso às chapas de banzos superiores, mantendo, todavia, um caminho central para a circulação de equipamentos e materiais.
- iv. Corte das longarinas secundárias que formavam a grelha sobre a qual assentava o antigo pavimento.

Na Figura 4.15 ilustra-se o processo de remoção da faixa central do pavimento de betão armado. Pode ainda ver-se, nas faixas laterais previamente removidas surgindo sob o pavimento, o contraventamento em “V” instalado entre as carlingas. Com a Figura 4.16 pretende ilustrar-se de forma mais clara a disposição do referido contraventamento. Na mesma figura é perceptível a remoção das longarinas secundárias através das “nervuras” salientes nas carlingas. Note-se que ambas as fotografias ilustram uma fase dos trabalhos em que a chapa de banzo havia já sido substituída, pelo que é perfeitamente visível o perfil HEB.



Figura 4.15 – Remoção do pavimento em betão armado

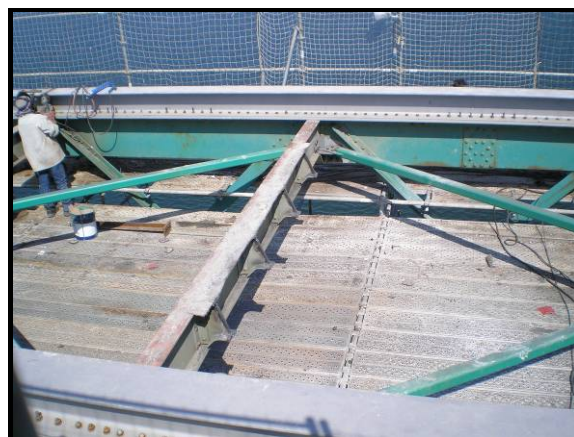


Figura 4.16 – Contraventamento instalado antes da remoção do pavimento

- v. Substituição das chapas de banzo das cordas superiores por um conjunto de uma chapa de $420 \times 12 \text{ mm}^2$ e um perfil HEB300 com recurso a um sistema activo de macacos hidráulicos que, além de garantir a rigidez estrutural permitiu ainda manter o trânsito ferroviário no tabuleiro inferior. Dada a sua relevância em todo o processo aqui tratado, esta fase dos trabalhos será apresentada de forma mais detalhada na secção 4.4.2.
- vi. Cravação de cerca de 24000 rebites para solidarizar as cantoneiras existentes ao conjunto que constitui os novos banzos das cordas superiores.



Figura 4.17 – Sistema activo de macacos hidráulicos



Figura 4.18 – Processo de cravação de rebites

- vii. Instalação de aparelhos de apoio em neoprene cintado, sobre os quais assentariam os módulos metálicos, e sistema de contraventamento definitivo.

- viii. Colocação, com o auxílio de uma grua, dos módulos metálicos que constituem o novo tabuleiro superior e execução de ligações aparafusadas no sentido de os fixar.



Figura 4.19 – Aparelho de neoprene para os módulos do tabuleiro rodoviário



Figura 4.20 – Colocação de um módulo do tabuleiro rodoviário

- ix. Subida da rasante dos tabuleiros rodoviários de acesso à ponte, previamente executados pela EP, para garantir a concordância com ponte propriamente dita. Com efeito, e como se referiu anteriormente, antes de se preconizar a substituição das chapas de banzo por um conjunto de chapa de 420x12mm2 e perfil HEB300, que implicou a subida da rasante da ponte, já os viadutos haviam sido reabilitados.
- x. Foi ainda efectuado um conjunto de beneficiações a diagonais e aos montantes dos encontros da ponte, com introdução de reforços, quando o estado do material existente assim o permitiu, ou com a substituição integral, especialmente em zonas de difícil acesso e degradadas ao longo do tempo.
- xi. Todos os elementos novos e zonas de ligação com a estrutura antiga foram hidrodecapados e posteriormente pintados com um sistema de três camadas de tinta.



Figura 4.21 – Beneficiação do montante junto a um dos encontros



Figura 4.22 – Hidrodecapagem

- xii. Foram ainda renovados vários equipamentos, nomeadamente drenagens, candeeiros, guarda-corpos e juntas de dilatação. Ao longo de toda a ponte e viadutos de acesso foi colocado o novo pavimento rodoviário e a sinalização vertical e horizontal.

Importa referir que toda a empreitada foi executada garantindo uma zona transitável para peões, bicicletas e motociclos até 50cc transportados à mão, efectivada pela manutenção de um andaime ao longo das zonas a intervir.

A Figura 4.23 ilustra o tabuleiro superior após as obras de reabilitação. É possível ver os dois níveis de contraventamento instalados e as nervuras dos módulos metálicos

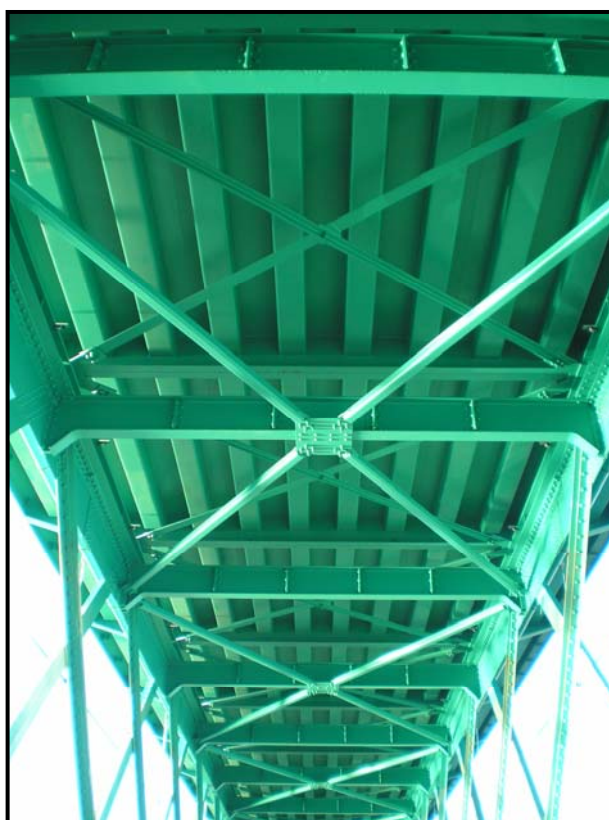


Figura 4.23 – Vista do tabuleiro superior após as obras de reabilitação

4.4.2. A SUBSTITUIÇÃO DA CHAPA DE BANZO

A tarefa mais complexa realizada durante a empreitada foi a substituição integral das chapas de banzo das cordas superiores, esquerda e direita, da ponte.

Para evitar a introdução de deformadas definitivas na ponte e de forma a assegurar uma rigidez estrutural que permitisse manter a exploração ferroviária no tabuleiro inferior, durante a remoção e substituição das chapas de banzo, foi utilizado um sistema activo (através de macacos hidráulicos de duplo êmbolo) com recurso a duas estruturas provisórias. Neste sentido, foi desenvolvido pela Socometal o projecto e respectivas estruturas provisórias que permitiram aplicar um esforço equivalente e de sinal oposto ao existente na ponte a cada secção de 8,0m. Garantiu-se deste modo que, durante a interdição nocturna de circulação, se podia remover, entre os extremos da peça, as chapas de banzo existentes.

Na Figura 4.24 apresenta-se um desenho esquemático da estrutura provisória utilizada, que permitiu, através de dois macacos hidráulicos de duplo efeito, efectuar a transmissão dos esforços entre as secções da corda superior onde a estrutura provisória era acoplada, e assim anular o estado de tensão no troço a ser intervencionado.

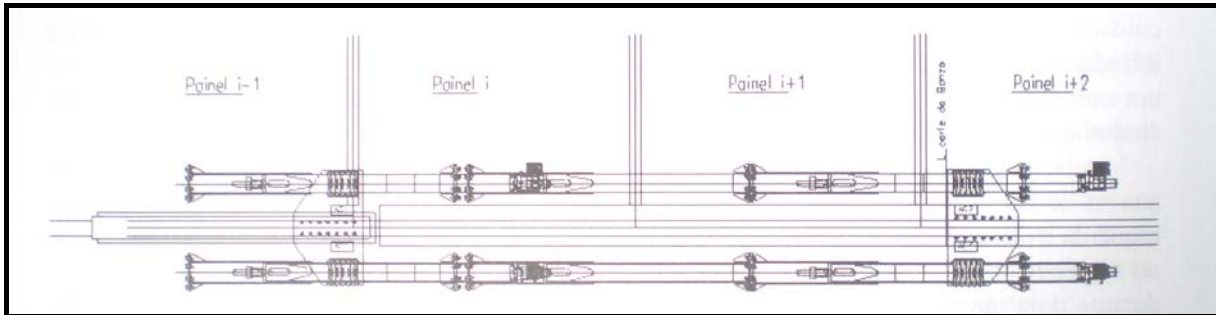


Figura 4.24 – Estrutura provisória para a substituição das chapas de banzo [39]

A estrutura anterior foi aplicada em ambas as cordas superiores em paralelo e em contínuo, garantindo o estado de tensão nulo do novo “banzo” (constituído por uma chapa e um perfil HEB300) até que este se encontrasse soldado/fixado ao anterior. Para evitar que a estrutura global da Ponte tivesse grandes oscilações de carga com a aplicação de esforço nos macacos hidráulicos, a estrutura só era desmontada quando a seguinte já tinha absorvido a carga da anterior.

Todo este trabalho foi essencialmente executado em interdições nocturnas, durante dois meses e meio, em troços de 8,0m, o que significou trabalho em contínuo, por turnos, durante 74 dias consecutivos, incluindo fins-de-semana e feriados.

5

OBSERVAÇÃO EXPERIMENTAL DA PONTE EIFFEL

5.1. INTRODUÇÃO

Por toda a Europa e nos Estados Unidos da América, a avaliação do estado das pontes metálicas antigas, nomeadamente as ferroviárias, tem merecido uma atenção especial. O estado de degradação que muitas das pontes metálicas antigas revelam, a falta de fundos para a sua substituição por estruturas modernas e o aumento das exigências ao nível do tráfego rodoviário são razões que motivam o crescente interesse pelo estudo das pontes metálicas antigas.

A existência no mercado de um número cada vez maior de equipamentos, e de elevada fiabilidade, para a observação das mais variadas grandezas no sentido de uma adequada caracterização estrutural, tem permitido a obtenção de resultados cada vez mais úteis para a avaliação do comportamento das estruturas. Associado ao desenvolvimento de novos sensores e novos sistemas de aquisição, a monitorização estrutural tem-se revelado um meio fundamental para a compreensão do comportamento estrutural e para o controlo da integridade das estruturas. Com efeito, muitos dos estudos levados a cabo, no sentido de compreender e avaliar o comportamento estrutural de pontes metálicas antigas tem assentado nos resultados de ensaios experimentais realizados *in situ*.

Neste contexto, a Ponte Eiffel em Viana do Castelo, uma estrutura metálica centenária, no âmbito das obras de reabilitação e alargamento do tabuleiro rodoviário levadas a cabo em 2007, foi alvo de uma extensa campanha de monitorização. Ao abrigo do protocolo estabelecido entre o LABEST e a Soares da Costa SGPS, a observação da Ponte Eiffel compreendeu três fases fundamentais:

- i. Controlo da integridade estrutural da estrutura durante as obras de reabilitação;
- ii. Realização de um Ensaio de Carga após as obras de reabilitação;
- iii. Observação do comportamento da estrutura face às acções da temperatura.

A monitorização da Ponte Eiffel durante as obras de reabilitação e alargamento do tabuleiro rodoviário visava o acompanhamento e o controlo da integridade da estrutura. Como se viu, as obras realizadas compreendiam um conjunto delicado de tarefas, como a remoção do tabuleiro rodoviário e a substituição de algumas barras da estrutura, que justificavam a adopção de um sistema de acompanhamento estrutural eficiente. Para isso foi instalado um sistema de monitorização, que assentou fundamentalmente na observação de rotações, na estrutura.

Após as obras de reabilitação foi realizado um Ensaio de Carga que tinha como objectivo a aferição do comportamento estrutural da Ponte Eiffel. O Ensaio de Carga consistiu na solicitação da estrutura com cargas conhecidas, através de uma locomotiva e de dois veículos rodoviários pesados de mercadorias,

e observação da resposta estrutural através da medição de flechas, rotações de secções de apoio e extensões em barras consideradas críticas.

A campanha de ensaios levados a cabo incluiu ainda a observação do comportamento da estrutura sob as acções da temperatura. Como se viu, dado o deficiente estado de conservação dos aparelhos de apoio, estes foram substituídos por novos. O ensaio realizado, através do estabelecimento de correlações entre os movimentos das juntas de dilatação da Ponte Eiffel e as variações de temperatura, permitiu avaliar o comportamento da estrutura sob as novas condições de apoio.

Neste capítulo apresentam-se os sistemas de medição instalados, os procedimentos adoptados e os resultados obtidos durante a observação da Ponte Eiffel em cada uma das fases referidas.

A concretização de todo o sistema de medição em obra implicou um conjunto alargado de tarefas que compreenderam nomeadamente:

- Instalação de todos os sensores;
- Posicionamento dos postos de observação;
- Disposição de todos os cabos de ligação;
- Conexão de todos os cabos.

De modo a facilitar a instalação em obra, todo o equipamento foi previamente preparado nas instalações do LABEST, envolvendo os seguintes procedimentos:

- Selecção dos sensores mais adequados à observação das grandezas pretendidas;
- Calibração e verificação da conformidade de todos os equipamentos;
- Concepção e montagem dos postos de observação;
- Preparação e identificação de todos os cabos e tubagens a instalar.

Em virtude da vasta campanha de ensaios levados a cabo, foram produzidos inúmeros resultados. No entanto, dada a natureza deste trabalho, importa apenas apresentar aqueles que, de uma forma mais directa, contribuem para a caracterização e compreensão do comportamento da estrutura. Neste sentido, muitos dos resultados obtidos não são apresentados neste documento, podendo ser consultados nos diversos relatórios técnicos elaborados, cujas referências serão oportunamente apresentadas.

Os resultados obtidos são, neste capítulo, discutidos de forma breve, remetendo-se uma discussão mais aprofundada dos aspectos mais relevantes para o Capítulo 6.

5.2. OBSERVAÇÃO DE ROTAÇÕES COMO MEIO DE CONTROLO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL DURANTE AS OBRAS DE REABILITAÇÃO

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Há uma necessidade cada vez maior de se dispor de sistemas de monitorização fiáveis que permitam acompanhar a evolução das estruturas e forneçam informação relevante para a compreensão do seu comportamento. As flechas e as rotações em secções críticas são grandezas que reflectem o comportamento global das estruturas, pelo que têm sido amplamente monitorizadas em ensaios de carga de pontes, na avaliação da sua segurança e no acompanhamento de trabalhos de reabilitação de pontes antigas.

Como se viu no Capítulo 3, os sensores de deslocamento, através dos quais é possível obter resultados de flechas estáveis e fiáveis de forma directa, são amplamente aplicados na medição de flechas de pontes. No entanto, as medições directas de flechas requerem, como se viu, a existência de uma

referência ao solo. Assim, este tipo de medição torna-se impraticável no caso de pontes sobre rios, vias-férreas, auto-estradas e em pontes muito altas.

Como forma de contornar este problema foram desenvolvidos outros métodos que, apesar de tudo, apresentam ainda inúmeras limitações. O sistema de GPS, por exemplo, não fornece uma precisão adequada para flechas de valor reduzido. Os sistemas de níveis líquidos têm sido aplicados com sucesso em pontes por todo o mundo. Todavia, a instalação de um circuito hidráulico em estruturas que não em caixão, cujo interior seja acessível, não se afigura adequado. A observação por meios topográficos pode não ser representativa da posição média da ponte. Como se sabe, as estruturas são sensíveis à temperatura. Assim, a observação pontual da estrutura por meios topográficos pode não fornecer a informação adequada a um acompanhamento correcto da estrutura.

Neste sentido, a aquisição automática, permitindo a realização de medições frequentes, a um custo que não seja muito elevado, é claramente preferível. O estudo de possíveis soluções, incluindo nivelamento com base em tecnologias suportadas por laser, sensores de fibra óptica e posicionamento por GPS, permitiu concluir que, dada a sua estabilidade a longo prazo, os inclinómetros eléctricos disponíveis no mercado são adequados para a medição automática de rotações em pontes existentes.

A utilização de inclinómetros de elevada precisão permite acompanhar as rotações a longo prazo sem uma intrusão substancial na estrutura. Assim, uma monitorização baseada em inclinómetros tem a vantagem de, em serviço, não exigir a interrupção do trânsito e, em caso de trabalhos de manutenção, não introduzir condicionamentos à evolução dos trabalhos. Por outro lado, estes equipamentos mostram-se suficientemente estáveis no tempo e muito fiáveis para as condições adversas encontradas em obra.

A experiência tem demonstrado que a utilização de inclinómetros na monitorização automática de estruturas apresenta, comparativamente com outros meios, diversas vantagens [40]:

- i. *Medição Absoluta:* A medição é efectuada em relação apenas à posição inicial. No caso de falha de um sensor, a informação fornecida pelos outros é ainda válida.
- ii. *Facilidade de ligação a sistemas de aquisição automática:* Os inclinómetros são instrumentos electrónicos que emitem sinais eléctricos facilmente registados por sistemas de aquisição correntes.
- iii. *O princípio de medição é aplicável a todos os tipos de pontes:* a amplitude das rotações é, em geral, independente do sistema estrutural e da secção transversal da ponte. Tirando partido da sua fiabilidade, os inclinómetros podem ser localizados em zonas pouco acessíveis, sendo adequados para qualquer tipo de secções transversais.
- iv. *Boa precisão:* A precisão elevada dos inclinómetros permite a observação de movimentos muito pequenos.
- v. *Facilidade de instalação e de utilização:* os inclinómetros são sensores bastante compactos que não requerem muito espaço para a sua instalação, sendo facilmente substituídos e reutilizáveis. Em geral, apresentam auto-compensação da temperatura.
- vi. *Custo:* Apesar de relativamente alto, o custo dos inclinómetros é competitivo quando comparado com outros sistemas e o custo da sua instalação é substancialmente inferior.

Além das vantagens enumeradas, os inclinómetros existentes no mercado suportam condições meteorológicas severas o que em condições de obra é muito recorrente.

A observação de rotações acompanhada pela observação das temperaturas em pontos significativos da estrutura permite ter uma ideia mais clara dos movimentos induzidos pela temperatura. Neste sentido, pode tornar-se mais fácil discernir os efeitos de outras solicitações na estrutura.

5.2.2. O PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO

O sistema de monitorização instalado para o controlo da integridade estrutural da Ponte Eiffel durante as obras de reabilitação e alargamento do tabuleiro rodoviário foi concebido com base no caderno de encargos, decorrente do protocolo celebrado entre o LABEST e a Soares da Costa, SGPS, no faseamento construtivo previsto e em experiências anteriores na observação de outras obras. Como descrito no Plano de Trabalhos para a Monitorização do Comportamento da Ponte Eiffel [41], o controlo da integridade estrutural durante as obras de reabilitação assentou na observação de rotações em secções consideradas críticas e na observação de temperaturas.

A observação de rotações durante o faseamento construtivo visava avaliar a evolução da deformação da estrutura e a detecção de eventuais anomalias que tivessem nestes efeitos globais. Para o efeito foram utilizados inclinómetros eléctricos do modelo *LSOC 1L da Jewell Instruments, LLC* (ver Secção 3.4.2.3).

O faseamento construtivo adoptado conduziu a que houvesse até cinco tramos de intervenção simultânea, tendo-se procurado que todos os tramos onde decorriam os trabalhos estivessem instrumentados. A instrumentação de cada tramo compreendia a observação das rotações das secções de apoio e das secções localizadas, aproximadamente, aos terços do vão de cada tramo, resultando num total de três secções por tramo, e a secção do apoio de continuidade ao vão adjacente à frente de obra. Esta instrumentação repetia-se nas longarinas dos lados de montante e de jusante.

Quanto à localização dos inclinómetros nas longarinas, duas possibilidades foram colocadas: instrumentar as cordas superiores ou as cordas inferiores. Atendendo ao avanço dos trabalhos e à intrusão que esta instrumentação poderia causar na frente de obra, e por consequência, à segurança dos equipamentos e ao andamento dos trabalhos, optou-se por proceder à sua instalação na linha inferior, nos nós de ligação com as diagonais, como se pode ver na Figura 5.1. Nas secções sobre os apoios, como ilustra a Figura 5.2, os inclinómetros foram colocados nos balanceiros dos aparelhos de apoio, elementos rigidamente ligados à corda inferior.



Figura 5.1 – Inclinómetro na corda inferior



Figura 5.2 – Inclinómetro no aparelho de apoio

A instrumentação compreendia a observação das rotações das secções de apoio e das secções localizadas aproximadamente aos terços dos vãos. Como se pode ver na Figura 5.3, nos tramos extremos (primeiro e último tramos) os inclinómetros instalados no vão localizaram-se no terceiro nó contado a partir dos apoios. Nos vãos intermédios, de maior dimensão, os inclinómetros foram instalados no quarto nó contado a partir dos apoios, como ilustra a Figura 5.4.

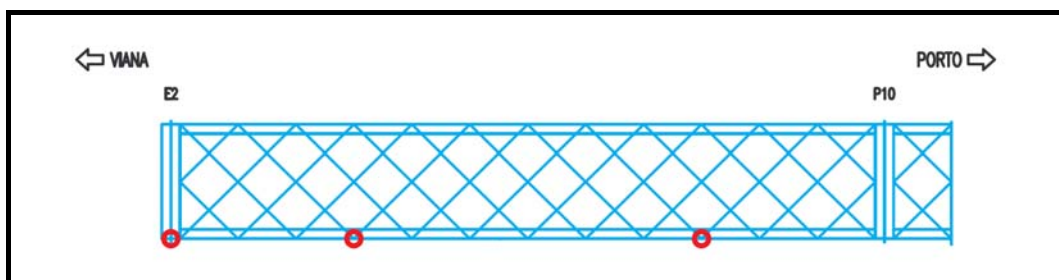


Figura 5.3 – Localização, em alçado, dos inclinómetros num tramo extremo

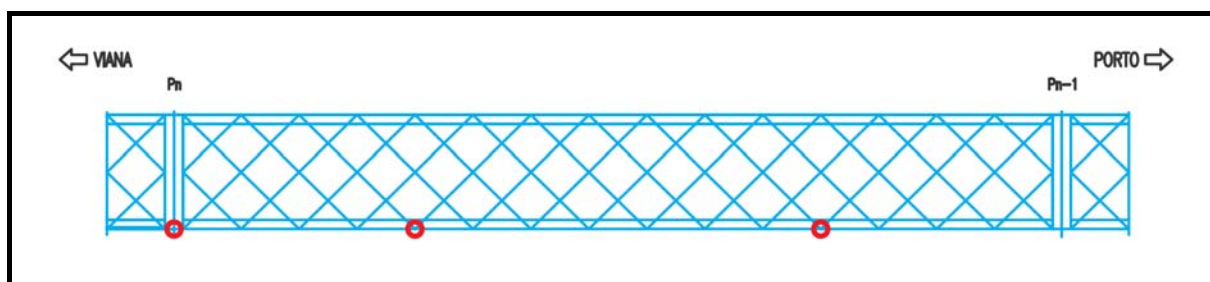


Figura 5.4 – Localização, em alçado, dos inclinómetros num tramo intermédio

No vão adjacente à frente de obra, onde os trabalhos ainda não tinham iniciado, optou-se, como se disse, por medir as rotações apenas no primeiro apoio, pelo que foram utilizados, no total, 32 inclinómetros (30 – três inclinómetros por tramo, num total de cinco tramos, em cada uma das longarinas – nos tramos correntes e 2 na secção de apoio adjacente à frente de obra). À medida que a intervenção num determinado vão era concluída, a instrumentação era deslocada desse vão para o vão localizado na frente de obra, antes do início dos trabalhos nesse tramo. Deste modo procurou-se otimizar a utilização dos inclinómetros, ligando-os ao sistema de monitorização sempre que necessário e, por outro lado, apenas quando os resultados dessas observações eram significativos e relevantes para o controlo da estrutura durante o processo de reabilitação.

De modo a apoiar a interpretação das medições realizadas com os inclinómetros, observou-se a temperatura ambiente e a temperatura da estrutura em pontos distintos. Para o efeito utilizaram-se sensores de temperatura resistivos do tipo PT100 (ver Secção 3.4.2.5). Estes sensores foram devidamente integrados com a restante instrumentação, sendo os dados recolhidos em simultâneo.

O sistema de monitorização instalado na Ponte Eiffel incluía, para além do conjunto de transdutores indicados, um sistema de interrogação de sinal adequado. Foram utilizados postos de observação distribuídos ao longo da ponte contendo sistema de aquisição, de comunicação e de alimentação de todos os sensores eléctricos. A alimentação eléctrica do sistema foi feita com recurso a energia eléctrica existente na obra. O sistema de aquisição utilizado foi da marca *Data Taker* (ver secção

3.4.3), permitindo a aquisição e o armazenamento local da informação proveniente dos transdutores eléctricos. Uma vez que este equipamento é programável, foi possível a execução de um conjunto de tarefas previamente definidas com um certo grau de autonomia. A observação decorreu de forma contínua, tendo-se adoptado um intervalo entre aquisições de todos os sensores de 10 minutos.

5.2.3. RESULTADOS OBTIDOS

O sistema de monitorização descrito anteriormente esteve instalado continuamente na Ponte Eiffel durante o período em que decorreram as obras de reabilitação, entre Julho e Outubro de 2007. Durante a reabilitação observaram-se, no total, as rotações de 62 secções. Como se disse, a monitorização da estrutura visava a observação dos tramos que estavam a ser intervencionados, pelo que, em simultâneo, estiveram instalados, abrangendo os cinco tramos a intervir em simultâneo, apenas 32 inclinómetros. À medida que os trabalhos num determinado tramo eram concluídos, a instrumentação era transferida para os tramos seguintes, localizados na frente de obra. Assim, em conformidade com o avanço dos trabalhos, a observação iniciou-se nos 5 tramos do lado de Viana do Castelo e, à medida que os trabalhos iam avançando, a instrumentação era transferida para os tramos seguintes até que estiveram instrumentados os cinco tramos da margem de Darque.

Da análise dos resultados obtidos pode afirmar-se que durante o período de observação os inclinómetros funcionaram adequadamente, permitindo a obtenção de resultados de boa qualidade. No entanto, verificaram-se, com frequência, falhas de alimentação do sistema que conduziram a interrupções nas medições.

Antes de apresentar os resultados obtidos durante a monitorização da estrutura importa lembrar que o período de observação, decorrente dos trabalhos levados a cabo, foi bastante preenchido em termos de construção, envolvendo as mais diversificadas tarefas, como por exemplo:

- i. Remoção do tabuleiro de betão armado;
- ii. Aplicação do sistema de macacos hidráulicos;
- iii. Substituição da chapa de banzo das cordas superiores;
- iv. Colocação dos módulos do novo tabuleiro.

Para além disso, a realização destes trabalhos envolveu a mobilização de máquinas, como gruas, que constituem solicitações importantes sobre a estrutura. Por outro lado, como a aquisição de leituras era automática, e o trânsito ferroviário não foi interrompido durante as obras, não é de ignorar a possibilidade de algumas aquisições terem sido feitas durante a passagem de comboios. Por todos estes motivos, e pelo desconhecimento de uma calendarização rigorosa dos trabalhos levados a cabo, a interpretação dos resultados obtidos torna-se particularmente difícil.

Não obstante, são apresentados e discutidos, dentro das limitações referidas, alguns dos resultados obtidos. No âmbito do Programa de Observação da Ponte Eiffel, durante os cerca de quatro meses de acompanhamento da estrutura foram obtidos inúmeros resultados, constantes nos Relatórios Sumários de Observação da Ponte Eiffel Durante o Alargamento e Reabilitação do Tabuleiro Rodoviário [42]. No entanto, dada a natureza deste trabalho não interessa aqui apresentar em detalhe todos os resultados obtidos, mas apenas uma amostragem dos mais relevantes e representativos do comportamento da estrutura durante a monitorização levada a cabo.

No sentido de auxiliar a interpretação dos resultados das rotações foram também registadas a temperatura ambiente e as temperaturas em pontos distintos da estrutura. Na Figura 5.5 apresentam-se

alguns resultados das medições realizadas durante a monitorização. As falhas de registo observadas na figura prendem-se com falhas de alimentação verificadas nos postos de alimentação. Note-se que estas falhas não se fizeram sentir em todos os sensores uma vez que a temperatura junto ao pilar P2 era registada por um posto de observação distinto das temperaturas lidas junto ao pilar P5.

É de referir que a corrente eléctrica que alimentava o sistema de monitorização provinha da linha sobrecarregada que alimentava todas as máquinas eléctricas (incluindo soldadura) dos trabalhos de construção, daí as falhas frequentes.

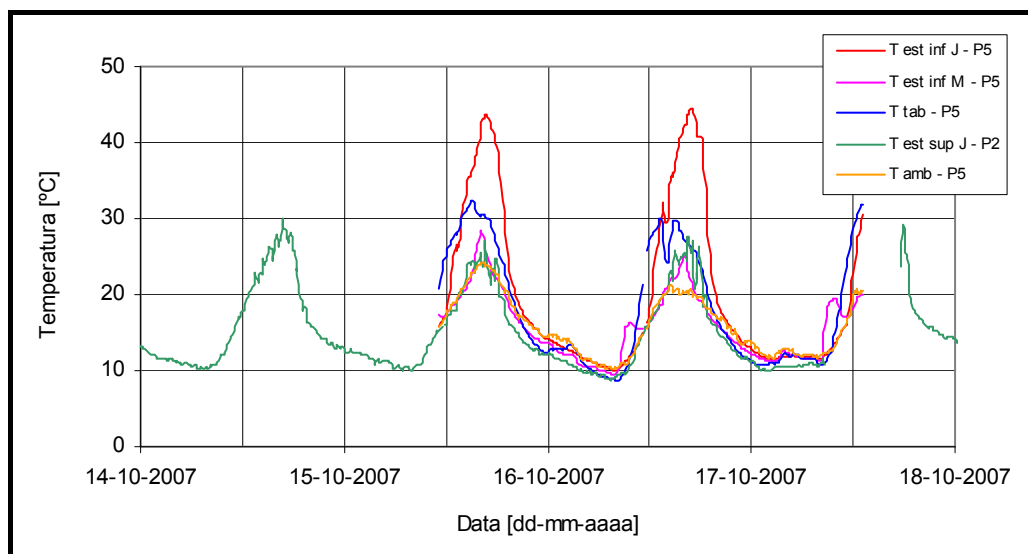


Figura 5.5 – Temperaturas observadas durante as obras de reabilitação

Como se pode ver, as temperaturas observadas na estrutura são muito díspares, podendo nuns pontos ultrapassar os 45 °C enquanto noutros ser inferior a 30 °C. Na corda inferior de jusante são notórios, devido à sua orientação, os efeitos da exposição solar, levando a que a temperatura aí medida seja significativamente superior às restantes temperaturas medidas. Estes acréscimos de temperatura não são tão sentidos na corda superior do lado de jusante, uma vez que o novo tabuleiro, já instalado no período apresentado, constitui uma sombra no período em que a radiação solar é mais intensa.

Outro aspecto que importa referir prende-se com a temperatura observada no tabuleiro. Seria de esperar, dada a sua total exposição solar, que as temperaturas medidas fossem tão ou mais elevadas do que as da corda inferior de jusante, o que, no entanto, não se verifica. Como se viu, o módulo de tabuleiro é constituído por nervuras metálicas, tendo-se constatado no local um elevado decréscimo de temperatura desde a face superior até à inferior. Assim, no sentido de se procurar caracterizar a temperatura média deste elemento estrutural, o sensor foi colocado sensivelmente a meia altura da nervura do módulo de tabuleiro, o que explica os resultados observados.

De qualquer modo, importa sublinhar a existência de variações térmicas diferenciais significativas que, como se verá, poderão ser decisivas no comportamento global da estrutura face à acção da temperatura.

No sentido de tornar intuitiva a consulta dos resultados das rotações observadas, as secções monitorizadas foram identificadas de acordo com a designação atribuída aos pilares e aos tramos da estrutura (ver Capítulo 4). Assim, os inclinómetros localizados sobre os pilares ou encontros eram

designados, respectivamente, por P_i e E_i , em que i representa o número da secção. Os inclinómetros localizados aos terços dos tramos eram designados por $T_i-1/3$ e $T_i-2/3$, consoante estivessem mais próximos do pilar P_{i-1} ou P_i , respectivamente. As siglas M e J permitiam fazer a distinção entre os inclinómetros localizados nas cordas de montante e jusante, respectivamente. Na Figura 5.6 ilustra-se a designação atribuída a cada uma das secções observadas no Tramo 2 da viga de jusante.

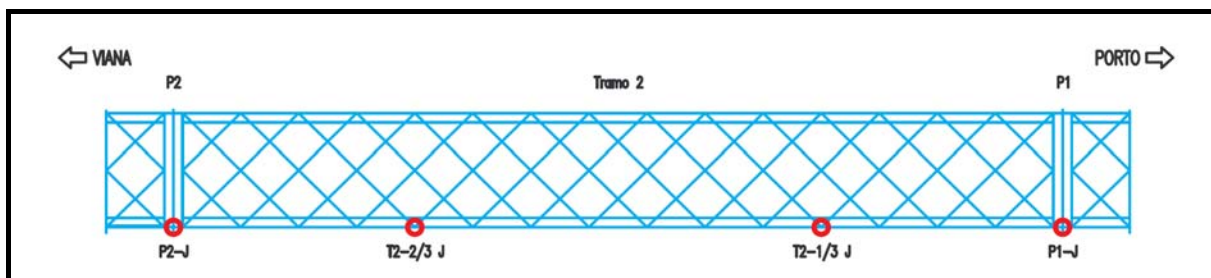


Figura 5.6 – Alçado do tramo 2, jusante, com a designação das secções instrumentadas

No que concerne à convenção adoptada, olhando a ponte de jusante para montante, tendo, portanto, Viana do Castelo à esquerda e o Porto à direita, considerou-se que as rotações no sentido anti-horário são positivas.

Nas Figuras 5.7 a 5.10 apresentam-se alguns resultados das medições efectuadas no tramo 2 da Ponte Eiffel durante as obras de reabilitação. De uma forma geral, pode considerar-se que estes resultados são representativos dos resultados obtidos ao longo de todos os tramos observados.

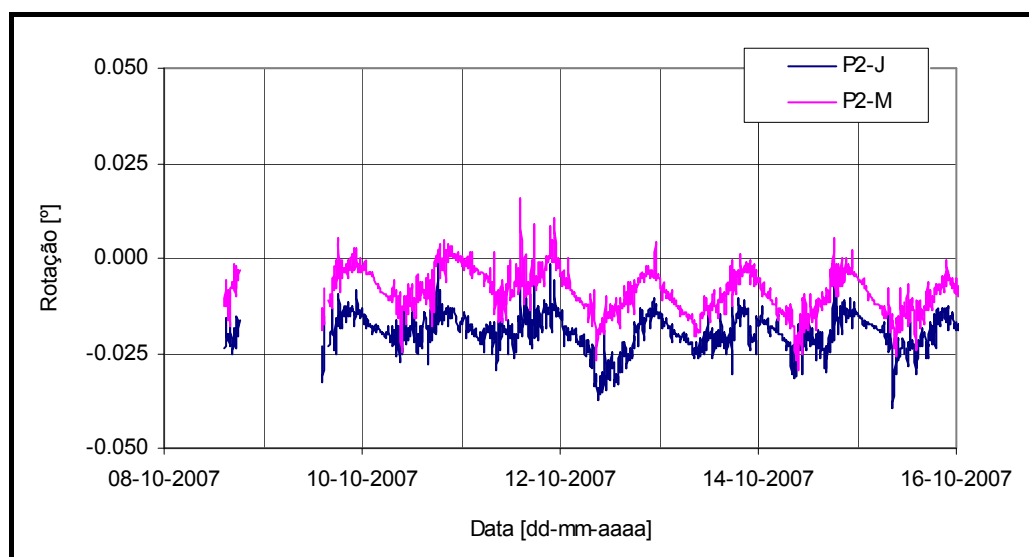


Figura 5.7 – Rotações observadas na secção P2

Em qualquer das figuras apresentadas, são notórios ciclos diários de variação da rotação. Estas variações diárias estão, naturalmente, associadas aos ciclos diários da temperatura. Todas as secções observadas apresentam ordens de grandeza semelhantes, sendo de destacar que em alguns deles nas secções do lado de jusante os efeitos se fazem sentir com maior intensidade. Este aspecto poderá estar

associado à maior exposição solar da viga de jusante do que da de montante, conduzindo a maiores amplitudes térmicas na primeira do que na segunda.

Outro aspecto que importa referir prende-se com o sentido das rotações. Na secção sobre o Pilar P2, as rotações ocorrem em fase, isto é, evoluem no mesmo sentido com a variação da temperatura, enquanto noutras se verifica o oposto. Com efeito, com a variação de temperatura, as rotações evoluem em sentido contrário.

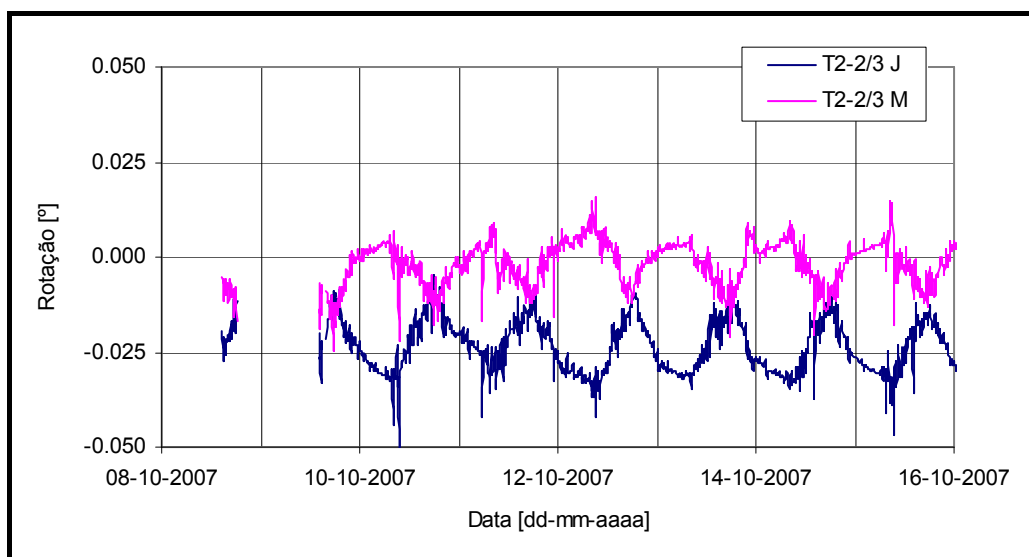


Figura 5.8 – Rotações observadas na secção T2-2/3

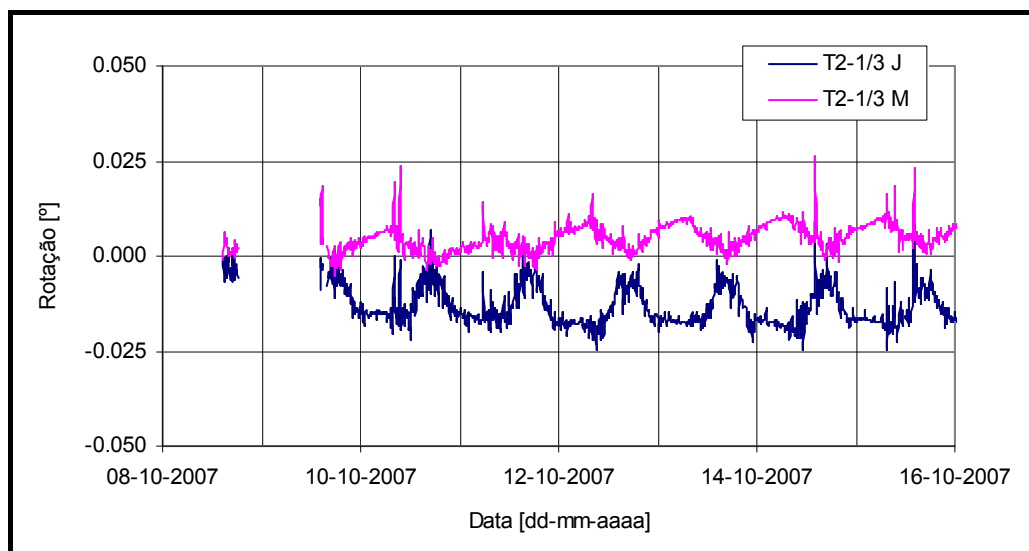


Figura 5.9 – Rotações observadas na secção T2-1/3

Da observação dos resultados não se consegue, à priori, estabelecer uma correlação entre a evolução das rotações com as variações de temperatura, na medida em que, apesar do comportamento se repetir, não se consegue detectar um padrão global de comportamento. Em todo o caso, importa salientar que,

não obstante as variações decorrentes dos ciclos diários de temperatura, na maioria das secções observadas não se registaram variações significativas em relação à posição inicial, o que leva a concluir que a estrutura não sofreu deformações permanentes decorrentes das obras levadas a cabo.

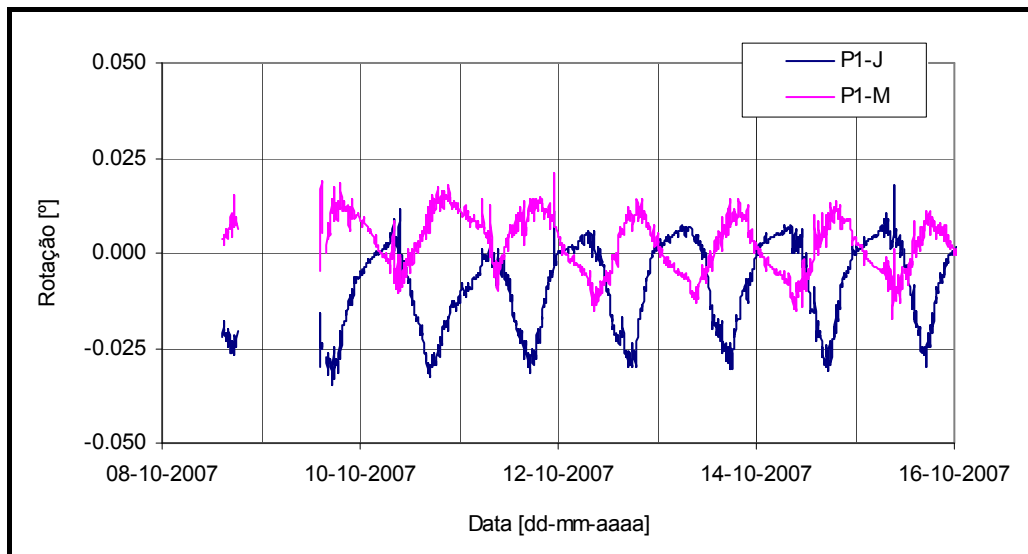


Figura 5.10 – Rotações observadas na secção P1

No entanto, em duas secções da estrutura, designadamente nas secções P9 e T1-1/3, cujos resultados são apresentados, respectivamente, nas Figura 5.11 e Figura 5.12, registaram-se rotações que se afastaram da posição inicial.

Como se pode ver, nestas secções, além dos ciclos diários decorrentes da variação de temperatura, é possível verificar a presença de deformações permanentes introduzidas numa das vigas. Destes resultados importa chamar a atenção para alguns aspectos particulares.

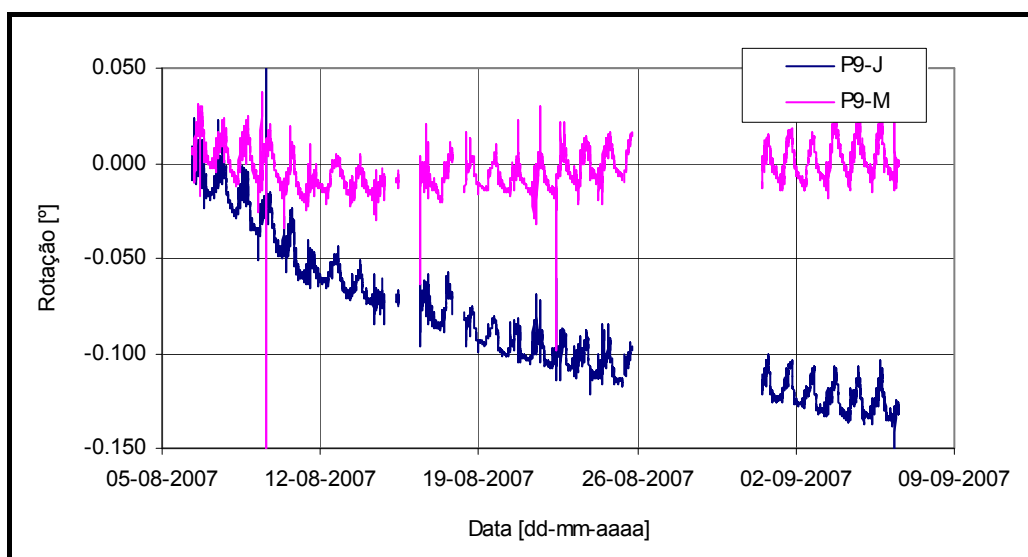


Figura 5.11 – Rotações observadas na secção P9

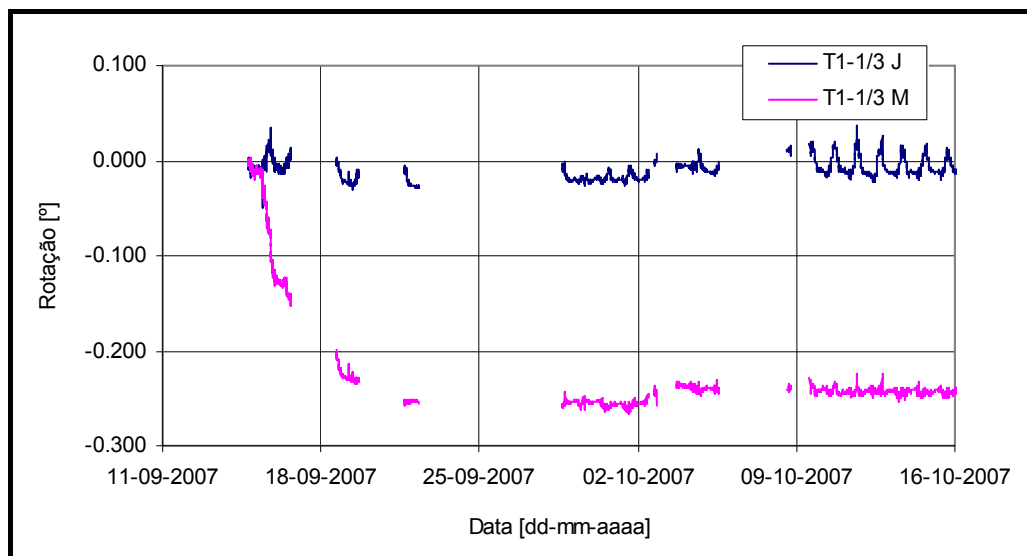


Figura 5.12 – Rotações observadas na secção T1-1/3

Desde logo, importa distingui-las quanto à localização das secções, sendo uma numa secção de apoio – P9 – e a outra num terço de vão – T1-1/3 – e à grandeza observada, em que a primeira registou cerca de $0,13^\circ$ e a segunda cerca de $0,25^\circ$ de rotação permanente.

Outro aspecto que interessa relevar prende-se com a evolução das rotações até atingir as deformações permanentes referidas. Da observação da Figura 5.12 pode constatar-se que, não obstante as falhas de leituras verificadas, as rotações evoluíram, em cerca de uma semana, da posição inicial até à rotação permanente observada, tendo depois estabilizado nesse valor. Na secção P9, a variação deu-se de uma forma mais gradual no tempo, tendo-se começado a fazer sentir no início de Agosto e, no início de Setembro, data em que se suspenderam as leituras nesta secção, ainda se registava alguma evolução da deformação. Note-se que nesta fase, apesar da tendência de crescimento do valor absoluto da rotação não ser tão acentuado, os dados de que se dispõe não permitem afirmar que nessa data a deformação tivesse estabilizado.

Não obstante a relevância do comportamento observado, importa sublinhar que, por um lado, as rotações permanentes observadas nestas secções se registaram apenas numa das vigas e, por outro lado, nas secções adjacentes não se verificaram variações sensíveis das rotações. Assim, não se devendo desprezar os efeitos observados e as possíveis consequências que estes possam ter na segurança da estrutura, importa também referir que os efeitos observados não parecem configurar uma alteração global do estado da estrutura mas sim um efeito localizado nas referidas secções.

Como se viu, em alguns períodos da monitorização verificaram-se rápidas variações das rotações, o que demonstra o interesse de um sistema de monitorização contínuo que permita acompanhar a evolução das grandezas a observar. O não acompanhamento contínuo das estruturas leva a que muitos efeitos não sejam detectados e outros sejam deficientemente interpretados em virtude do não acompanhamento da evolução progressiva dos fenómenos.

Por outro lado, a interpretação das variações de rotação observadas reveste-se de enorme dificuldade sem o apoio de um registo contínuo de todos os eventos ocorridos em obra. Neste contexto, torna-se evidente a importância de um diário de obra detalhado, onde se descrevam todos os eventos ocorridos, no sentido de promover uma melhor compreensão do comportamento da estrutura observado.

5.3. OBSERVAÇÃO DA ESTRUTURA DURANTE O ENSAIO DE CARGA APÓS AS OBRAS DE REABILITAÇÃO

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Após as obras de reabilitação e alargamento do tabuleiro rodoviário, levadas a cabo entre 2006 e 2007, descritas no Capítulo 4, a Ponte Eiffel foi sujeita a um Ensaio de Carga no sentido da aferição do seu comportamento estrutural. O Ensaio de Carga realizou-se entre as 22:45 do dia 26 de Outubro de 2007 e as 4:00 do dia 27 de Outubro de 2007, no âmbito de um protocolo estabelecido entre o LABEST e a Soares da Costa SGPS, o empreiteiro responsável pelos trabalhos.

De acordo com o plano para a condução dos Ensaios de Recepção [43] proposto pelo LABEST, ajustado posteriormente em conjunto pela REFER, pelo Gabinete de Projectos Lisconcebe, pela Soares da Costa SGPS e pelo próprio LABEST, o Ensaio de Carga compreendeu a observação das seguintes grandezas:

- Temperaturas;
- Flechas a meio-vão;
- Rotações das secções de apoio;
- Deformações de algumas barras.

O sistema de medição adoptado para a realização do ensaio compreendeu não só os diferentes sensores, adequados à medição de cada uma das grandezas pretendidas, como também um sistema de aquisição para recolha e armazenamento da informação, a partir de três postos de observação que garantiram a aquisição contínua e o registo automático de toda a informação.

Em virtude do facto de à data da realização do Ensaio de Carga ainda se encontrarem instalados andaimes nos tramos 1 a 4, não se efectuou qualquer tipo de medição nos 3 primeiros tramos do lado sul da ponte por se considerar que os resultados aí obtidos não seriam significativos.

O Ensaio de Carga consistiu na observação das referidas grandezas sob a acção de cargas conhecidas. Neste sentido foram utilizados dois camiões, ao nível do tabuleiro rodoviário, e uma locomotiva, ao nível do tabuleiro ferroviário, com distribuições de cargas e dimensões perfeitamente conhecidas. Os casos de carga analisados compreenderam um conjunto de percursos com posições estáticas, passagens lentas, passagens rápidas e situações de frenagem.

Nesta secção são apresentados os procedimentos do Ensaio de Carga, o sistema de medição adoptado e alguns dos resultados mais relevantes, constantes no Relatório dos Ensaios de Recepção [44].

No sentido de facilitar a percepção da evolução da magnitude das grandezas medidas, a apresentação dos resultados obtidos é feita sob a forma de representações gráficas da variação das grandezas com o tempo. Deste modo, para cada um dos percursos apresentados na Secção 5.3.2.3, são apresentados gráficos temporais de cada uma das grandezas medidas. Por outro lado, e sempre que isso não prejudique a clareza dos resultados, procura-se manter as escalas, nos gráficos, de cada uma das grandezas observadas

No que concerne aos resultados das flechas e das rotações, nos percursos correspondentes às posições estáticas e às passagens lentas, os resultados obtidos foram sujeitos a um condicionamento de sinal no sentido de eliminar o ruído dos sensores.

Nos percursos correspondentes a posições estáticas foi utilizado um filtro de medianas disponível no *LabView* [45]. Este filtro consiste em substituir o valor do sinal, em cada ponto, pelo valor da mediana de um intervalo de valores adjacentes, tendo-se utilizado no presente caso um intervalo centrado de 50 valores. O resultado do condicionamento de sinal por este método é apresentado na Figura 5.13.

Nos percursos correspondentes às passagens lentas, utilizou-se o filtro de *Savitzky*, também disponível no *LabView*. Este filtro consiste em interpolar o valor do sinal através de um polinómio de grau *n* aproximado a um intervalo de valores adjacentes. No presente caso, por conduzir a resultados satisfatórios, utilizou-se um polinómio do 3.º grau num conjunto de 25 valores. A aplicação deste filtro encontra-se ilustrada na Figura 5.14.

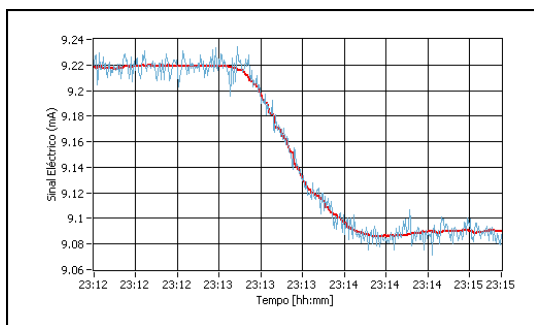


Figura 5.13 – Condicionamento de sinal através do filtro de medianas

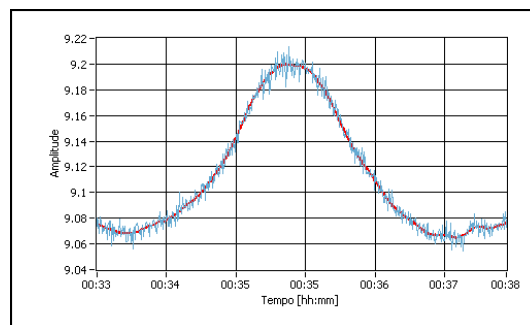


Figura 5.14 – Condicionamento de sinal através do filtro de Savitzky

No que concerne aos resultados das extensões, dada a quase perfeita definição dos resultados obtidos (em bruto) com os extensómetros e de modo a evitar uma possível perda de informação relevante, entendeu-se não se efectuar qualquer tipo de condicionamento de sinal.

Ainda assim, foi necessário, não só para os resultados obtidos para as extensões, mas também para os resultados obtidos para as flechas e rotações, proceder à eliminação dos efeitos da temperatura. O tratamento proposto baseia-se no facto de, neste caso, se tratar da avaliação da resposta da estrutura apenas à passagem de veículos. Assim, supondo o seu comportamento elástico, isto é, admitindo que, a menos do efeito da temperatura, para qualquer uma das grandezas monitorizadas, se observam os mesmos valores antes e depois da passagem dos veículos, o sensor no final de cada percurso deve medir o mesmo que media no início.

Neste sentido, a referida eliminação dos efeitos da temperatura baseia-se numa mudança do zero de referência ao longo do tempo através da consideração de uma variação linear entre a grandeza que o sensor media no início e no fim de cada percurso. Este acerto, ilustrado na Figura 5.15, pode ser traduzido pela equação 5.1:

$$z(t) = z_0 + \frac{z_f - z_0}{t_f - t_0} \times (t - t_0) \quad 5.1$$

Onde:

- t é o instante correspondente à leitura efectuada;
- t_0 é o instante inicial do percurso;
- t_f é o instante final do percurso;
- $z(t)$ é o zero de referência no instante t ;
- z_0 é valor medido no sensor antes do percurso ou o zero de referência no instante t_0 ;

- z_f é o valor medido no sensor depois do percurso ou o zero de referência no instante t_f .

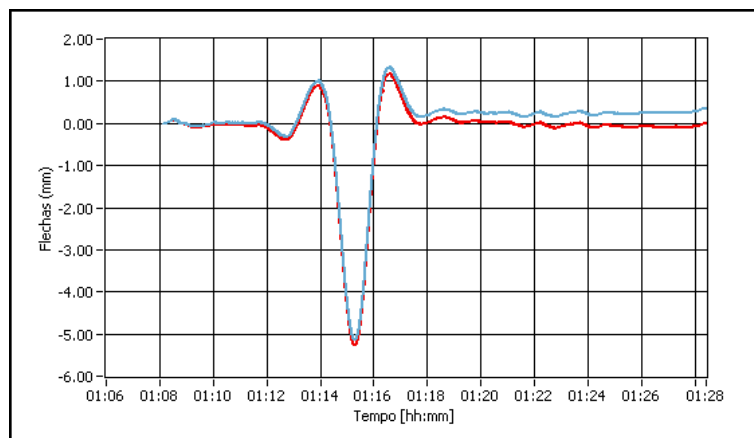


Figura 5.15 – Eliminação dos efeitos da temperatura (azul sem correção e vermelho com correção da temperatura)

Deste modo, os resultados apresentados, para cada instante de tempo, correspondem a variações das grandezas medidas relativamente ao zero de referência respectivo, dado pela expressão 5.1, e não ao valor medido no sensor antes do percurso.

5.3.2. CONDUÇÃO DO ENSAIO DE CARGA

5.3.2.1. Considerações Gerais

Na noite do dia 26 de Outubro de 2007 realizou-se o Ensaio de Carga na Ponte Eiffel, após os trabalhos de substituição e alargamento do tabuleiro rodoviário. Nesta secção descrevem-se as características principais dos veículos utilizados – pesos e dimensões – e as várias posições de carregamento contempladas no ensaio.

5.3.2.2. Veículos Utilizados

No sentido de caracterizar o comportamento da estrutura relativamente aos dois tipos de trânsito que a ponte permite – rodoviário e ferroviário – durante o Ensaio de Carga a estrutura foi solicitada por dois veículos rodoviários pesados e uma locomotiva.

Os veículos rodoviários pesados utilizados no tabuleiro rodoviário apresentam características idênticas. As dimensões relevantes dos veículos, determinadas no local do ensaio, são apresentadas no Quadro 5.I, de acordo com o esquema apresentado na Figura 5.16.

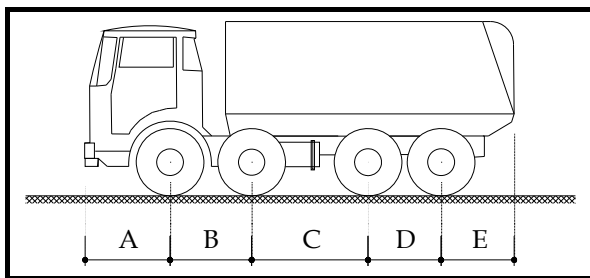


Figura 5.16 – Esquema das dimensões dos veículos rodoviários



Figura 5.17 – Um dos veículos rodoviários utilizados

Quadro 5.1 – Dimensões dos veículos rodoviários

Veículo	Matrícula	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)	E (m)
A	OQ-83-30	1,25	1,75	2,35	1,35	1,15
B	07-18-IS	1,25	1,75	2,35	1,35	1,15

No Quadro 5.II apresenta-se, para cada um dos veículos, os pesos descritos nos respectivos documentos oficiais de pesagem. Note-se que o somatório das cargas do eixo dianteiro (correspondente aos rodados separados pela dimensão B) e do eixo traseiro (correspondente aos rodados separados pela dimensão D) se desviam ligeiramente do peso total.

Quadro 5.II – Peso dos veículos rodoviários

Veículo	Matrícula	Eixo Dianteiro (kg)	Eixo Traseiro (kg)	Peso Total (kg)
A	OQ-83-30	12360	17020	30220
B	07-18-IS	13080	16400	30060

A Figura 5.18 ilustra as características, dimensões e distribuição das cerca de 120 toneladas de peso total por cada eixo, da locomotiva utilizada durante o Ensaio de Carga.

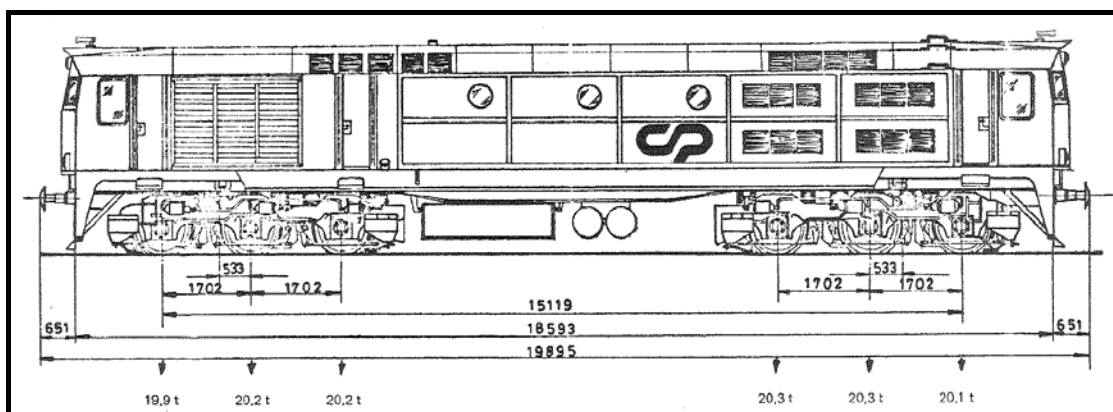


Figura 5.18 – Locomotiva utilizada durante o Ensaio de Carga

5.3.2.3. Posições de Carregamento

O Ensaio de Carga da Ponte Eiffel, de acordo com o definido no Guião para Condução do Ensaio de Carga [46], compreendeu três procedimentos fundamentais:

- Procedimento A: Rodoviário;
- Procedimento B: Rodoviário + Ferroviário;
- Procedimento C: Ferroviário.

Em cada um dos procedimentos efectuaram-se passagens com posições estáticas e, nos primeiro e terceiro, passagens lentas e rápidas. Nos Quadro 5.III a Quadro 5.V, apresentam-se todos os casos de carga, por ordem cronológica, contemplados durante o ensaio, seguindo-se uma breve apresentação dos mesmos, por natureza de carregamento.

Quadro 5.III – Casos de Carga correspondentes ao Procedimento Rodoviário

Percurso		Caso de Carga		Hora de:	
N.º	Descrição	N.º	Descrição	Início	Fim
A1	Posições estáticas dos 2 camiões a par	C.C. 1	Posição estática a ½ vão do tramo 10	22:46	22:54
		C.C. 2	Posição estática a ½ vão do tramo 9	22:56	23:00
		C.C. 3	Posição estática a ½ vão do tramo 8	23:02	23:07
		C.C. 4	Posição estática a ½ vão do tramo 7	23:09	23:13
		C.C. 5	Posição estática a ½ vão do tramo 6	23:14	23:20
		C.C. 6	Posição estática sobre o Módulo instrumentado	23:22	23:26
		C.C. 7	Posição estática a ½ vão do tramo 5	23:27	23:31
		C.C. 8	Posição estática a ½ vão do tramo 4	23:33	23:37
A2	Passagem lenta dos veículos em separado (Porto – Viana)	C.C. 9	Passagem lenta do veículo A	23:43	23:58
		C.C. 10	Passagem lenta do veículo B	23:59	0:20
A3	Passagem lenta dos veículos a par (Viana – Porto)	C.C. 11	Passagem lenta dos veículos A e B	0:28	0:50
A4	Passagem dos veículos em separado a 30km/h (Porto – Viana)	C.C. 12	Passagem a 30km/h do veículo A	0:55	0:57
		C.C. 13	Passagem a 30km/h do veículo B	0:59	1:01
A5	Passagem lenta dos veículos a par (Viana – Porto)	C.C. 14	Passagem lenta dos veículos A e B	1:10	1:24
A6	Travagem a 30km/h sobre o pilar P5	C.C. 15	Travagem a 30km/h do veículo A	1:35	-
		C.C. 16	Travagem a 30km/h do veículo B	1:36	-

Quadro 5.IV – Casos de Carga correspondentes ao Procedimento Rodoviário e Ferroviário

Percurso		Caso de Carga		Hora de:	
N.º	Descrição	N.º	Descrição	Início	Fim
B1	Posições estáticas dos 2 camiões a par e da locomotiva	C.C. 17	Posição estática a ½ vão do tramo 10	1:59	2:03
		C.C. 18	Posição estática a ½ vão do tramo 9	2:04	2:08
		C.C. 19	Posição estática a ½ vão do tramo 8	2:09	2:12
		C.C. 20	Posição estática a ½ vão do tramo 7	2:13	2:16
		C.C. 21	Posição estática a ½ vão do tramo 6	2:17	2:20
		C.C. 22	Posição estática dos veículos a ½ vão do T5 e da locomotiva a ½ vão do T6	2:21	2:24
		C.C. 23	Posição estática a ½ vão do tramo 5	2:25	2:29
		C.C. 24	Posição estática a ½ vão do tramo 4	2:30	2:34

Quadro 5.V – Casos de Carga correspondentes ao Procedimento Ferroviário

Percurso		C. Carga		Hora de:	
N.º	Descrição	N.º	Descrição	Início	Fim
C1	Posições estáticas da locomotiva	C.C. 25	Posição estática a ½ vão do tramo 10	2:48	2:51
		C.C. 26	Posição estática a ½ vão do tramo 9	2:52	2:55
		C.C. 27	Posição estática a ½ vão do tramo 8	2:56	3:00
		C.C. 28	Posição estática a ½ vão do tramo 7	3:00	3:04
		C.C. 29	Posição estática a ½ vão do tramo 6	3:05	3:09
		C.C. 30	Posição estática a ½ vão do tramo 5	3:10	3:14
		C.C. 31	Posição estática a ½ vão do tramo 4	3:15	3:19
C2	Passagem lenta da locomotiva	C.C. 32	Passagem lenta (Porto – Viana)	3:26	3:31
		C.C. 33	Passagem lenta (Viana – Porto)	3:32	3:37
C3	Passagem da locomotiva a 20km/h	C.C. 34	Passagem a 20km/h (Porto – Viana)	3:39	3:41
		C.C. 35	Passagem a 20km/h (Viana – Porto)	3:42	3:44
C4	Passagem da locomotiva a 30km/h	C.C. 36	Passagem a 30km/h (Porto – Viana)	3:52	3:53
		C.C. 37	Passagem a 30km/h (Viana – Porto)	3:57	3:58

PASSAGENS COM POSIÇÕES ESTÁTICAS

As passagens com posições estáticas, nas quais os veículos efectuem paragens de curta duração (cerca de 3 minutos cada), são realizadas no sentido de obter os máximos deslocamentos verticais, rotações e extensões de secções críticas da estrutura, devidamente instrumentadas.

Para garantir que a posição dos veículos imobilizados, nos casos de carga de natureza estática, correspondia efectivamente à posição pretendida (com o centro geométrico dos veículos coincidente com as secções nas quais se observou os deslocamentos verticais) foram efectuadas marcações identificando os limites dos veículos e o caso de carga, respectivos. Como se ilustra nas Figura 5.19 e Figura 5.20, no sentido de fazer coincidir o centro geométrico dos veículos com as secções nas quais se observaram os deslocamentos verticais, foram marcados os limites frontal e traseiro dos veículos.

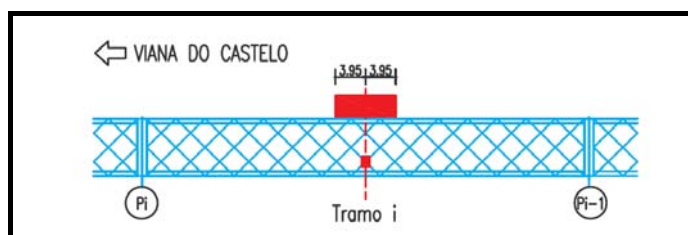


Figura 5.19 – Marcação dos limites, frontal e traseiro, dos veículos rodoviários

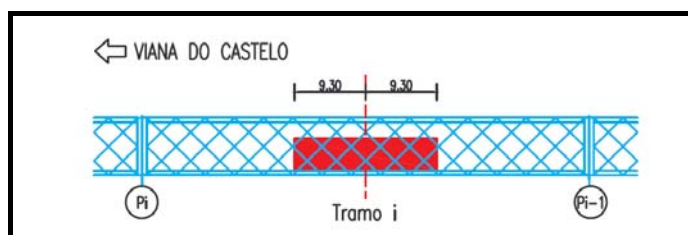


Figura 5.20 – Marcação dos limites, frontal e traseiro, da locomotiva

Como se referiu anteriormente, em virtude da existência de andaimes nos 3 tramos mais a sul da estrutura, as posições estáticas contemplaram apenas os tramos 4 a 10. Com efeito, cada um dos procedimentos (A, B e C) contemplou o carregamento estático a meio-vão dos tramos referidos. Note-se, contudo, que no tramo 10 a secção instrumentada, e por conseguinte, a referência da posição estática nesse tramo, não se localiza exactamente a meio-vão, apesar de se designar por secção de *meio-vão do tramo 10* (ver Secção 5.3.3.2).

Como se pode verificar no Quadro 5.III, além das posições estáticas dos dois veículos colocados lado a lado a meio-vão de cada um dos tramos, o *Percurso A1* contemplou ainda o carregamento estático do módulo de tabuleiro rodoviário instrumentado (Caso de Carga 6 - ver Secção 5.3.3.4).

A Figura 5.21 ilustra, em alçado, o posicionamento dos veículos rodoviários no Caso de Carga 4, um dos casos de carga estáticos correntes, isto é, correspondentes à paragem dos veículos a meio-vão, contemplados durante o percurso A1. As Figura 5.22 e Figura 5.23 ilustram a posição dos veículos durante a posição estática a meio-vão do tramo 7, correspondente ao Caso de Carga 4, com destaque para a marcação, visível na imagem da esquerda.

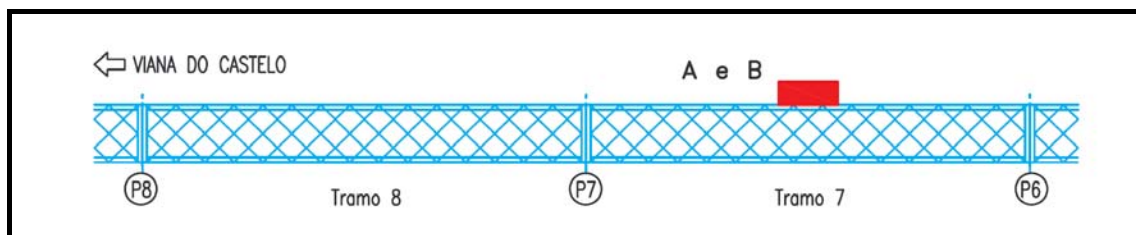


Figura 5.21 – Representação do Caso de Carga 4



Figura 5.22 – Pormenor da marcação e do Caso de Carga 4



Figura 5.23 – Vista geral do Caso de Carga 4

Com o Caso de Carga 6, no qual se posicionou o centro geométrico dos eixos traseiros dos veículos sobre o meio-vão do referido módulo de tabuleiro, como se ilustra na Figura 5.24, procurou-se determinar as extensões máximas dos pontos nele instrumentados.

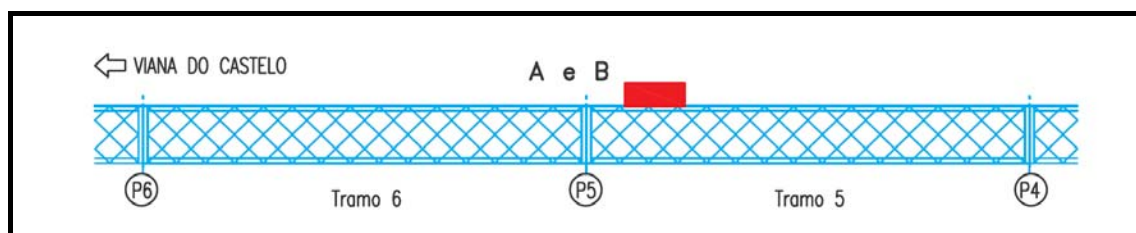


Figura 5.24 – Representação do Caso de Carga 6

O *Percurso C1*, correspondente às posições estáticas da locomotiva durante o Procedimento C (Ferroviário), consistiu apenas no carregamento dos tramos a meio-vão, não se tendo considerado qualquer caso de carga adicional.

A Figura 5.25 ilustra, de forma esquemática a posição da locomotiva correspondente ao Caso de Carga 26 (Posição estática da locomotiva a meio-vão do tramo 9), apresentando-se a respectiva fotografia na Figura 5.26.

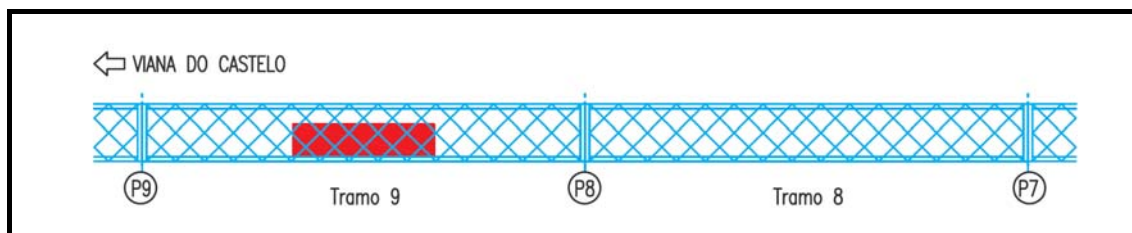


Figura 5.25 – Representação do Caso de Carga 26

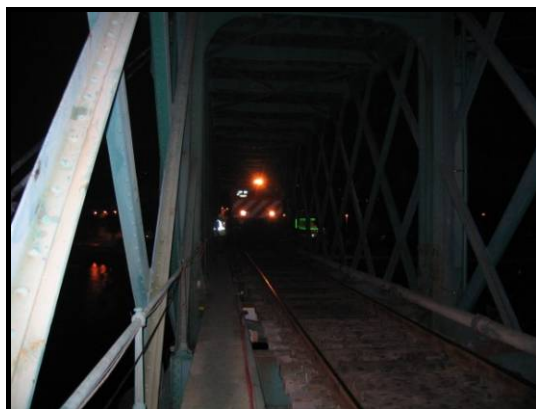


Figura 5.26 – Vista geral do Caso de Carga 26

A passagem com posições estáticas, referente ao *Percurso B1* do Procedimento B (Rodoviário e Ferroviário), compreendeu, como se pode verificar no Quadro 5.IV, 8 casos de carga. Além das posições estáticas, dos veículos rodoviários lado a lado e da locomotiva, em simultâneo, a meio-vão de cada um dos tramos, foi ainda considerada a situação de carregamento com os veículos rodoviários no tramo 5 e a locomotiva no tramo 6.

A Figura 5.27 ilustra, de forma esquemática, a posição dos veículos durante o Caso de Carga 21. Note-se que quer os veículos pesados rodoviários, colocados a par, quer a locomotiva estão posicionados a meio-vão do tramo 6.

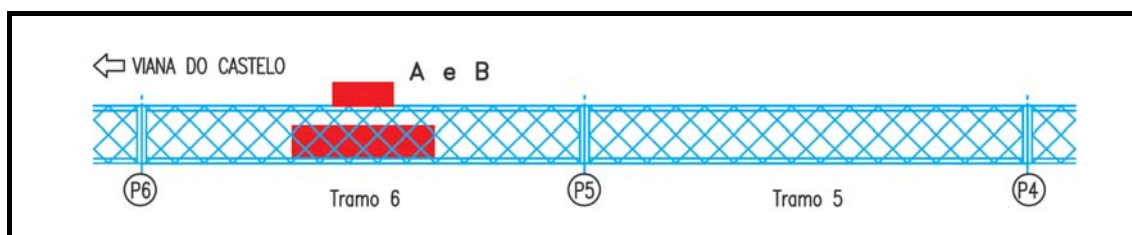


Figura 5.27 – Representação do Caso de Carga 21

O Caso de Carga 22 corresponde, como se pode ver na Figura 5.28, à posição estática da locomotiva a meio-vão do tramo 6 e dos veículos rodoviários, colocados lado a lado, a meio-vão do tramo 5. Com esta disposição dos veículos pretendeu-se agravar o momento-flector na secção sobre o apoio, e assim

agravar os esforços nas secções das cordas, superior e inferior, instrumentadas junto ao Pilar P5 (ver Secção 5.3.3.4).

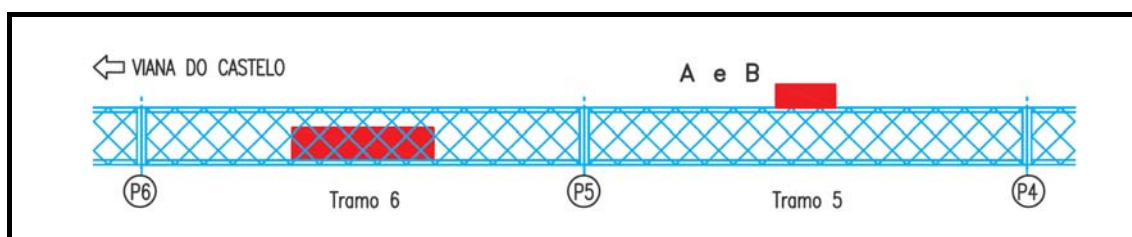


Figura 5.28 – Representação do Caso de Carga 22

PASSAGENS LENTAS

No sentido de se obter as linhas de influência das grandezas monitorizadas na estrutura foram realizadas diversas passagens lentas.

Durante o Procedimento A realizaram-se duas passagens lentas de um só veículo e duas passagens lentas dos veículos a rodar lado a lado à mesma velocidade.

As passagens lentas de um só veículo, correspondentes aos Caso de Carga 9 e Caso de Carga 10, compreendidas no *Percurso A2*, foram realizadas, no sentido Porto – Viana do Castelo, de forma consecutiva mas totalmente independente. Com efeito, e como se pode verificar no Quadro 5.III, o veículo B apenas iniciou o percurso uma vez terminada a passagem do veículo A. A Figura 5.29 ilustra a passagem lenta de um dos veículos durante o *Percurso A2*.



Figura 5.29 – Passagem lenta do veículo A (*Percurso A2*)



Figura 5.30 – Passagem lenta dos veículos lado a lado (*Percurso A3*)

Como se disse, durante o Procedimento A, foram realizadas duas passagens lentas dos veículos a rodar lado a lado, no sentido Viana do Castelo – Porto, correspondentes ao *Percurso A3* e *Percurso A5*. A Figura 5.30 ilustra a passagem dos veículos lado a lado durante o *Percurso A3*.

Durante o Procedimento C foram realizadas duas passagens lentas da locomotiva. Incluídas no *Percurso C2*, como se pode verificar no Quadro 5.V, as duas passagens, no sentido Porto – Viana do

Castelo, primeiro, e Viana do Castelo – Porto, depois, foram realizadas de forma consecutiva. A Figura 5.31 ilustra a passagem lenta da locomotiva, no sentido Viana do Castelo – Porto, durante o Percurso C2.



Figura 5.31 – Passagem lenta da locomotiva (Percurso C2)

PASSAGENS RÁPIDAS

Com o intuito de avaliar a possível amplificação dos efeitos das acções decorrente da passagem de veículos a velocidades superiores às contempladas nos casos anteriores, efectuaram-se algumas passagens rápidas.

Ao nível do tabuleiro rodoviário realizaram-se duas passagens de veículos, em separado, a uma velocidade de 30 km/h. Como consta do Quadro 5.V, compreendidas no *Percurso A4*, estas passagens efectuaram-se, no sentido Porto – Viana do Castelo, de forma totalmente independente. Note-se que, em virtude da reduzida largura da via e da potencial dificuldade de coordenação entre os dois veículos, não foi efectuada qualquer passagem com os mesmos a rodar lado a lado.

Integradas no Procedimento C, realizaram-se quatro passagens rápidas da locomotiva. Como se pode verificar no Quadro 5.V, os *Percurso C3* e *Percurso C4* contemplaram duas passagens, cada, a 20km/h e a 30km/h, respectivamente, as primeiras no sentido Porto – Viana do Castelo e as segundas no sentido inverso.

FRENAGEM

O Procedimento A contemplou ainda, como é referido no Quadro 5.III, uma solicitação referente à frenagem. No *Percurso A6* está incluída a travagem, de 30km/h até 0km/h, junto ao módulo instrumentado, dos dois veículos em separado.

5.3.3. GRANDEZAS OBSERVADAS

5.3.3.1. Temperaturas

Para medir a temperatura, quer ambiente, quer da estrutura, durante o Ensaio de Carga foram utilizados detectores de temperatura resistivos do tipo PT100 (ver Secção 3.4.2.5).

Durante a realização do Ensaio de Carga foram registadas a temperatura ambiente e a temperatura na corda superior do lado de jusante junto ao Pilar P5. Note-se que, uma vez que o ensaio decorreu durante a madrugada, considera-se que a temperatura observada na secção monitorizada é representativa da temperatura de toda a estrutura. Na Figura 5.32 apresentam-se as temperaturas observadas durante o Ensaio de Carga.

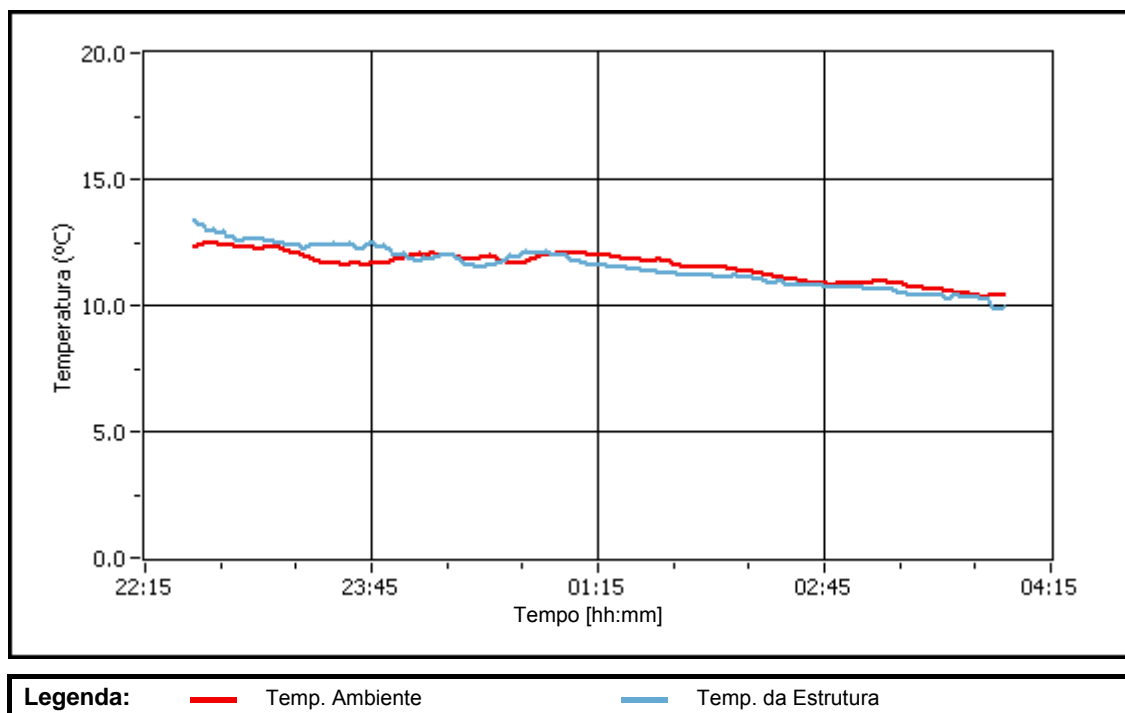


Figura 5.32 – Temperaturas durante o Ensaio de Carga

Como se pode ver, as temperaturas apresentaram uma variação reduzida e gradual pelo que o tratamento de resultados efectuado, nomeadamente a variação linear do zero de referência, é adequado às condições encontradas.

5.3.3.2. Flechas

O facto de todas as secções nas quais se pretendia observar flechas estarem sobre o leito do rio impossibilitou, naturalmente, a utilização de transdutores de deslocamento com referência ao solo. Assim, a observação das flechas da Ponte Eiffel durante o Ensaio de Carga fez-se com recurso a um sistema de níveis líquidos desenvolvido pelo LABEST, tendo sido utilizados sensores de pressão do modelo TS 01 e do modelo SN (ver Secção 3.4.2.2).

O sistema instalado na Ponte Eiffel para avaliar as flechas consistiu então num circuito hidráulico, que percorria longitudinalmente a estrutura, como se pode ver na Figura 5.33, constituído por tubagens condutoras, acessórios de ligação e dois reservatórios que permitiam o abastecimento do circuito, com sensores de pressão nas secções a monitorizar.

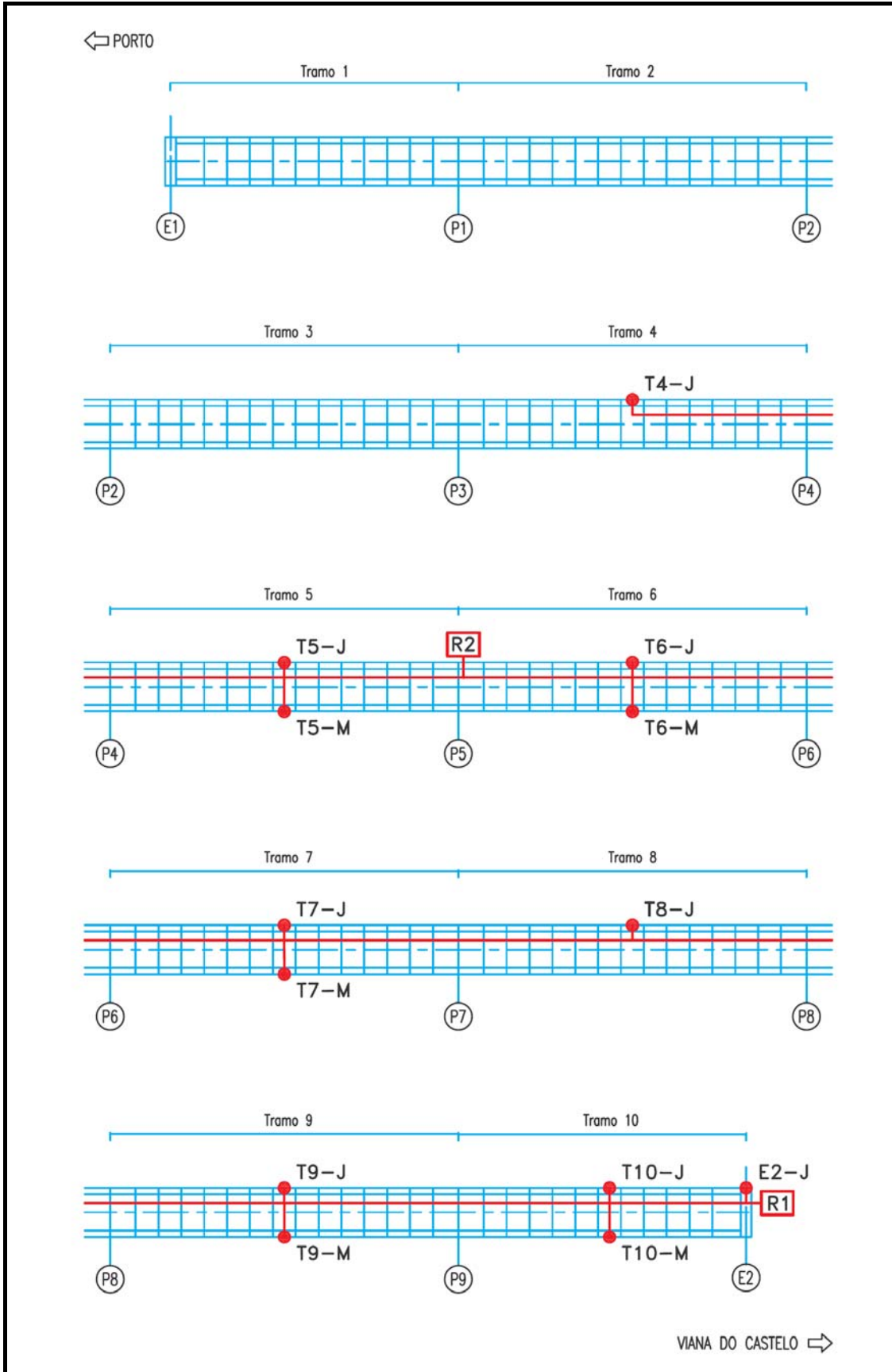


Figura 5.33 – Localização, em planta, dos sensores de pressão

Como foi referido anteriormente, pelo facto de à data do Ensaio de Carga ainda estarem instalados andaimes nos 4 tramos do lado sul, não se observaram as flechas nos 3 primeiros tramos da ponte. Foram então observadas, ao longo de 7 tramos, um total de 12 secções, privilegiando-se a instrumentação da viga do lado de jusante. Por conseguinte, procedeu-se à instalação de um total de 13 sensores, como se pode ver na Figura 5.33, sendo um deles de referência e os restantes efectivos para a observação de flechas. Considerando os deslocamentos verticais dos encontros, materializados em alvenaria de pedra, desprezáveis quando comparados com os deslocamentos que se pretendiam observar, instalou-se o sensor de referência no encontro do lado de Viana do Castelo.

Pretendendo-se observar os máximos deslocamentos verticais em cada tramo, instalaram-se os sensores a meio-vão de todos os tramos intermédios e a sensivelmente 5,5/12 do comprimento total do tramo extremo (entre a 6.^a e a 7.^a carlingas), desde o encontro. Ainda assim, e no sentido de facilitar a linguagem, ao longo do presente trabalho, designar-se-á esta secção por *Meio-Vão do Tramo 10*.

A fixação dos sensores de pressão na estrutura fez-se através de cantoneiras previamente acopladas às barras diagonais por intermédio de grampos. Na Figura 5.34, na qual se apresenta, em alçado, os tramos 9 e 10, representa-se de forma esquemática o posicionamento vertical dos sensores.

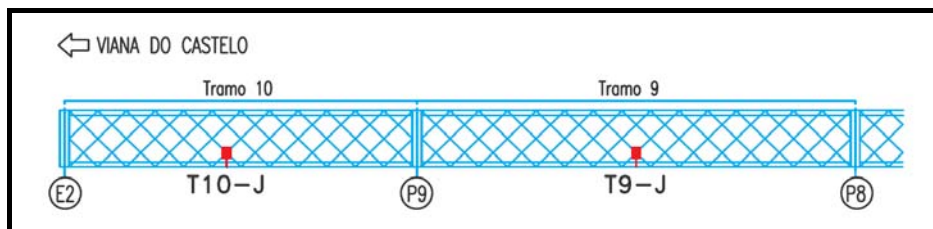


Figura 5.34 – Localização, em alçado, dos sensores de pressão

De acordo com o exposto na Secção 3.4.2.2, procurou-se localizar os reservatórios em secções cujos deslocamentos verticais fossem considerados desprezáveis face às grandezas a observar. Por conseguinte, como se ilustra nas Figura 5.35 e Figura 5.36, colocaram-se os reservatórios do circuito hidráulico no encontro E2 e sobre o pilar P5, por se tratar de uma secção com movimentos de translação impedidos e, portanto, com deslocamentos verticais desprezáveis.



Figura 5.35 – Reservatório no Encontro E2



Figura 5.36 – Reservatório no pilar P5

Na Figura 5.35 pode ainda observar-se o sensor de referência que, como se disse, foi instalado no encontro do lado de Viana do Castelo.

Dada a natureza dos sensores utilizados, não permitindo frequências de aquisição muito elevadas, associada ao significativo número de sensores ligados a cada um dos equipamentos de aquisição, a frequência de aquisição adoptada ao longo de todo o ensaio foi de 2Hz.

De seguida apresentam-se alguns dos resultados mais significativos das flechas observadas durante o Ensaio de Carga. No que concerne à convenção de sinais adoptada, consideram-se positivos os deslocamentos verticais ascendentes.

Como se pode ver, os resultados obtidos para as flechas apresentam, em geral, uma qualidade satisfatória. Com efeito, comparando os resultados obtidos para os mesmos níveis de solicitação (passagens estáticas e passagens lentas dos mesmos veículos) verifica-se que os resultados obtidos são semelhantes. Como seria de esperar, as flechas observadas ao longo dos diversos tramos intermédios apresentam valores muito próximos. No que concerne ao tramo extremo, apesar de ser simplesmente apoiado na extremidade, pelo facto de o seu comprimento ser inferior aos intermédios, apresenta uma flecha inferior aos demais. Outro aspecto que se destaca da observação dos resultados obtidos prende-se com o facto das flechas de jusante e montante correspondentes ao mesmo tramo serem bastante próximas entre si. Estes resultados evidenciam um comportamento global muito semelhante de ambas as vigas.

Na Figura 5.37 ilustram-se os resultados obtidos durante o Percurso A1, correspondente à passagem dos veículos rodoviários, colocados a par, com posições estáticas a meio vão de cada tramo, desde o tramo 10 até ao tramo 4. Este percurso contemplou ainda uma paragem dos veículos, com os rodados traseiros colocados sobre o módulo de tabuleiro instrumentado junto ao pilar P5, no período entre as 23:22 e as 23:26, correspondente ao Caso de Carga 6.

As perturbações registadas pelos sensores às 22:40 e às 22:52 correspondem, respectivamente, à passagem de um comboio de passageiros e da locomotiva utilizada durante o Ensaio de Carga, ambos no sentido Porto – Viana do Castelo. Importa salientar que os valores observados nesses instantes, uma vez que as passagens dos veículos se deram de forma rápida, não têm qualquer significado relativo às grandezas induzidas pela passagem dos mesmos.

A Figura 5.38 ilustra os resultados das flechas durante o Percurso C1, correspondente à passagem da locomotiva com paragens estáticas a meio vão de cada um dos tramos. Como se pode ver na Secção 5.3.2.3, este percurso sucedeu ao Percurso B1, ambos realizados no sentido Viana do Castelo – Porto. Assim, houve a necessidade de fazer deslocar a locomotiva para Viana do Castelo de forma a executar o Percurso C1, donde resultam as perturbações observadas no início das leituras.

Os resultados da passagem dos veículos rodoviários, a par, em simultâneo com a locomotiva, correspondente ao Percurso B1, são apresentados na Figura 5.39. Durante este percurso, além das posições estáticas dos veículos rodoviários e da locomotiva, em simultâneo, em cada tramo, foi contemplado ainda um caso de carga em que os veículos rodoviários estavam posicionados no tramo 5 e os ferroviários no tramo 6. Esta disposição dos veículos, correspondente ao Caso de Carga 22 visava o agravamento dos esforços a medir pelas secções das cordas das vigas, instrumentadas junto ao pilar P5. Note-se que ambos os tramos solicitados registam deslocamentos verticais descendentes, em conformidade com a grandeza da solicitação, pelo que os do tramo 6 são superiores aos do tramo 5.

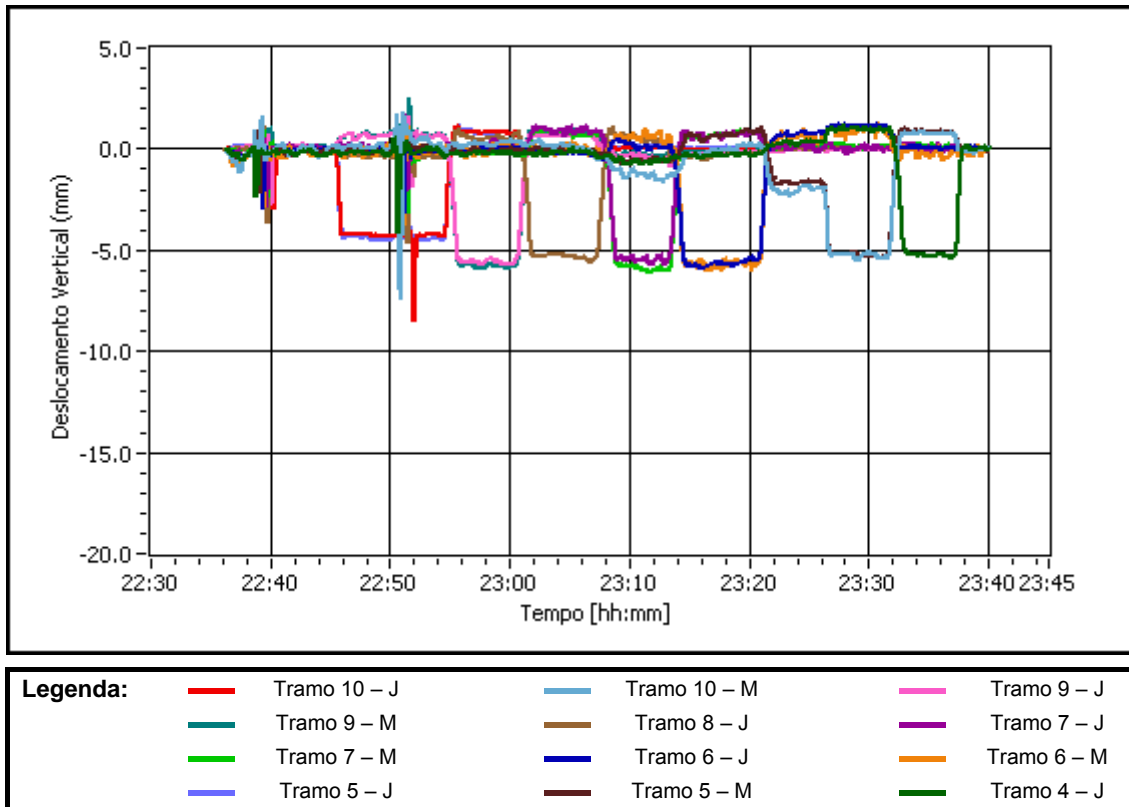


Figura 5.37 – Flechas durante o percurso A1

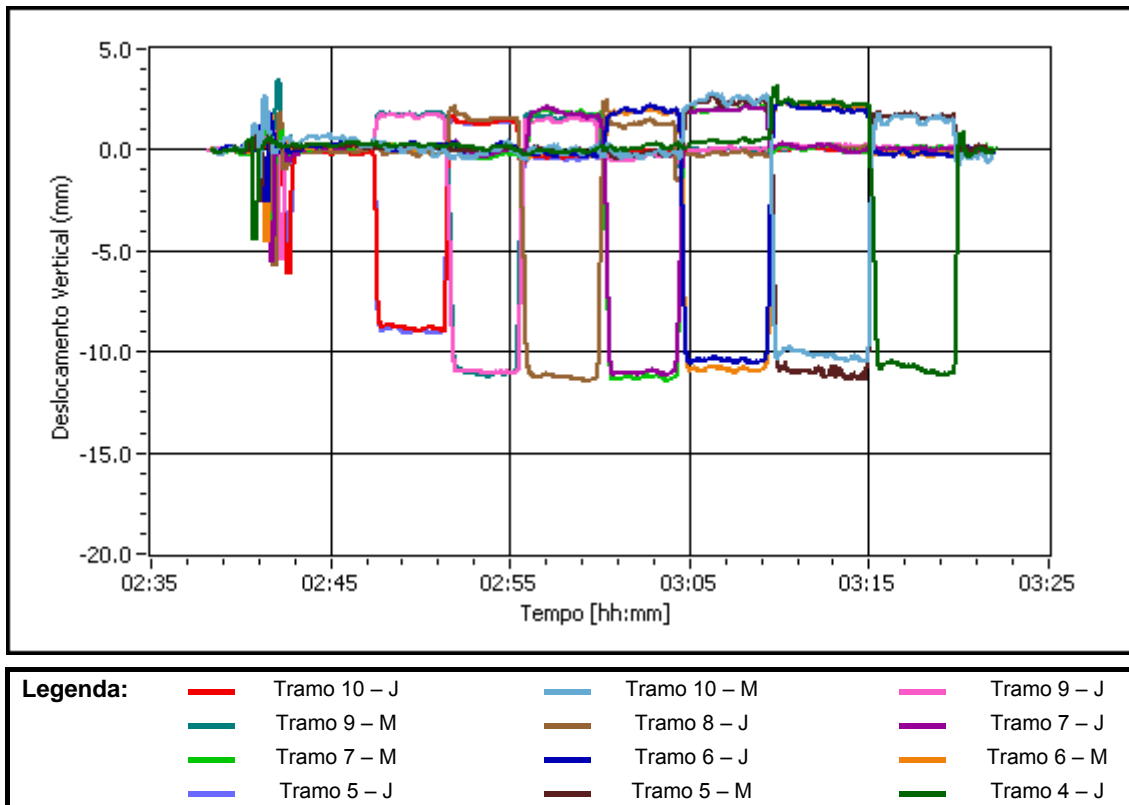


Figura 5.38 – Flechas durante o percurso C1

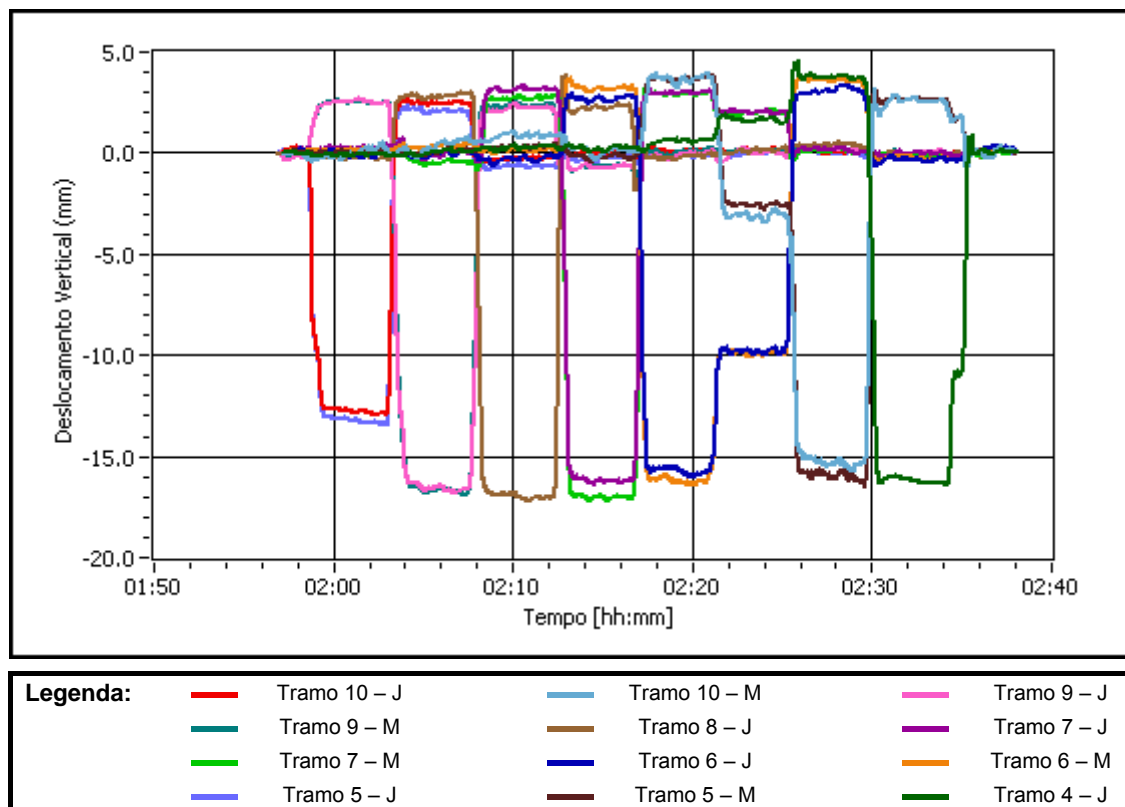


Figura 5.39 – Flechas durante o percurso B1

No Quadro 5.VI apresentam-se de forma resumida os resultados mais relevantes das flechas observadas durante os Percursos que contemplavam passagens com posições estáticas. Como se vê, em geral, os resultados do Percurso B1, cuja solicitação corresponde ao carregamento em simultâneo com a locomotiva e os camiões, coincidem com a sobreposição dos efeitos dos Percursos A1 e C1, cujas solicitações correspondiam ao carregamento com os camiões a par, no primeiro, e com a locomotiva, no segundo. Outro aspecto a relevar refere-se ao facto de as flechas observadas no Percurso A1 serem cerca de metade das observadas no Percurso C1, o que está em conformidade com a relação de cargas das referidas solicitações (a locomotiva pesa cerca do dobro dos dois camiões juntos).

A Figura 5.40 ilustra os resultados das flechas observadas durante o Percurso A2, correspondente à passagem lenta dos veículos rodoviários, em separado, no sentido Porto – Viana do Castelo. Como se pode ver, por se tratar de veículos bastante semelhantes, os resultados obtidos são muito próximos. Por outro lado, verifica-se, como seria de esperar, que as flechas máximas observadas correspondem a metade dos valores observados durante as passagens dos veículos rodoviários a par.

As flechas decorrentes da passagem lenta dos veículos rodoviários em simultâneo, no sentido Viana do Castelo – Porto, correspondente ao Percurso A3, são ilustradas na Figura 5.41. Como se pode ver, as flechas máximas obtidas durante a passagem lenta dos veículos rodoviários coincidem com os valores observados durante a passagem com posições estáticas, correspondente ao Percurso A1.

A Figura 5.42 ilustra os resultados das flechas decorrentes da passagem lenta da locomotiva, no sentido Porto – Viana do Castelo, primeiro, e no sentido contrário, depois, correspondente ao Percurso C2.

Quadro 5.VI – Flechas observadas durante as passagens com posições estáticas

Tramo i		Flechas resultantes do carregamento no tramo i (mm)		
		A1	C1	B1
Tramo 4	J	5,5	11,0	16,5
	M	-	-	-
Tramo 5	J	5,0	10,5	15,5
	M	5,0	11,0	16,0
Tramo 6	J	5,5	10,5	16,0
	M	5,5	11,0	16,5
Tramo 7	J	5,5	11,0	16,0
	M	6,0	11,5	17,0
Tramo 8	J	5,5	11,5	17,0
	M	-	-	-
Tramo 9	J	5,5	11,0	16,5
	M	6,0	11,0	16,5
Tramo 10	J	4,5	9,0	13,0
	M	4,5	9,0	13,5

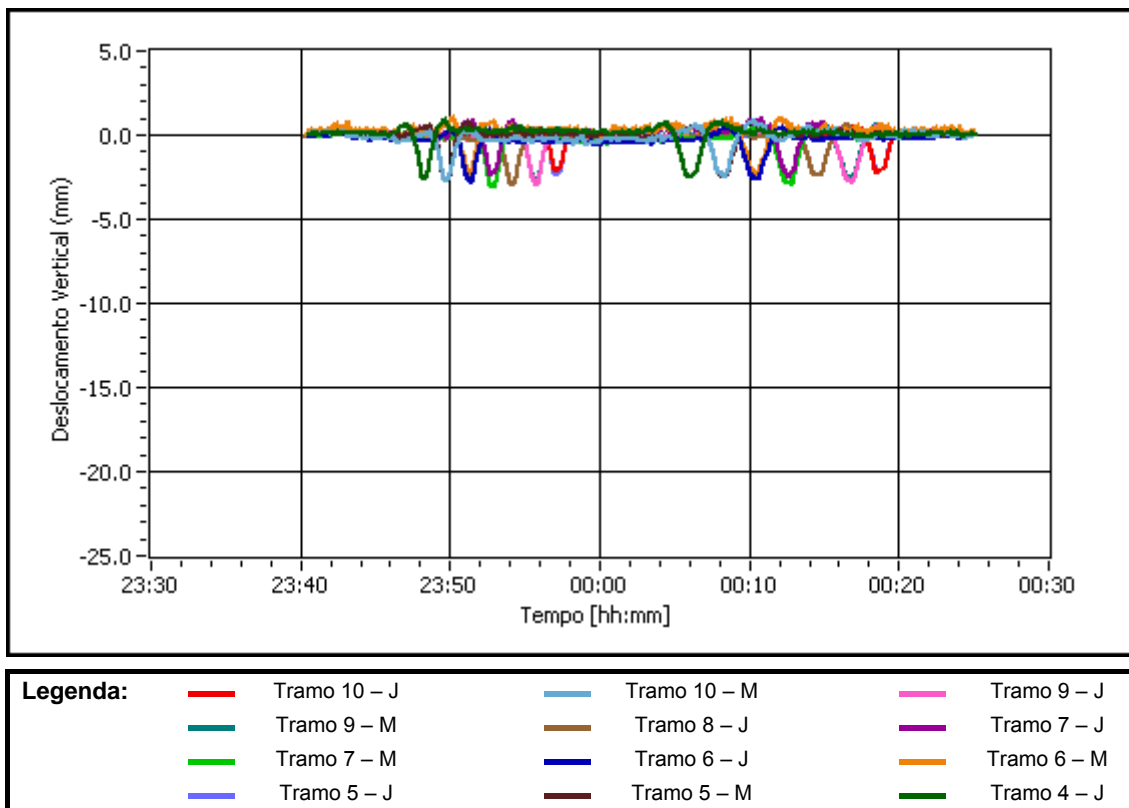


Figura 5.40 – Flechas durante o percurso A2

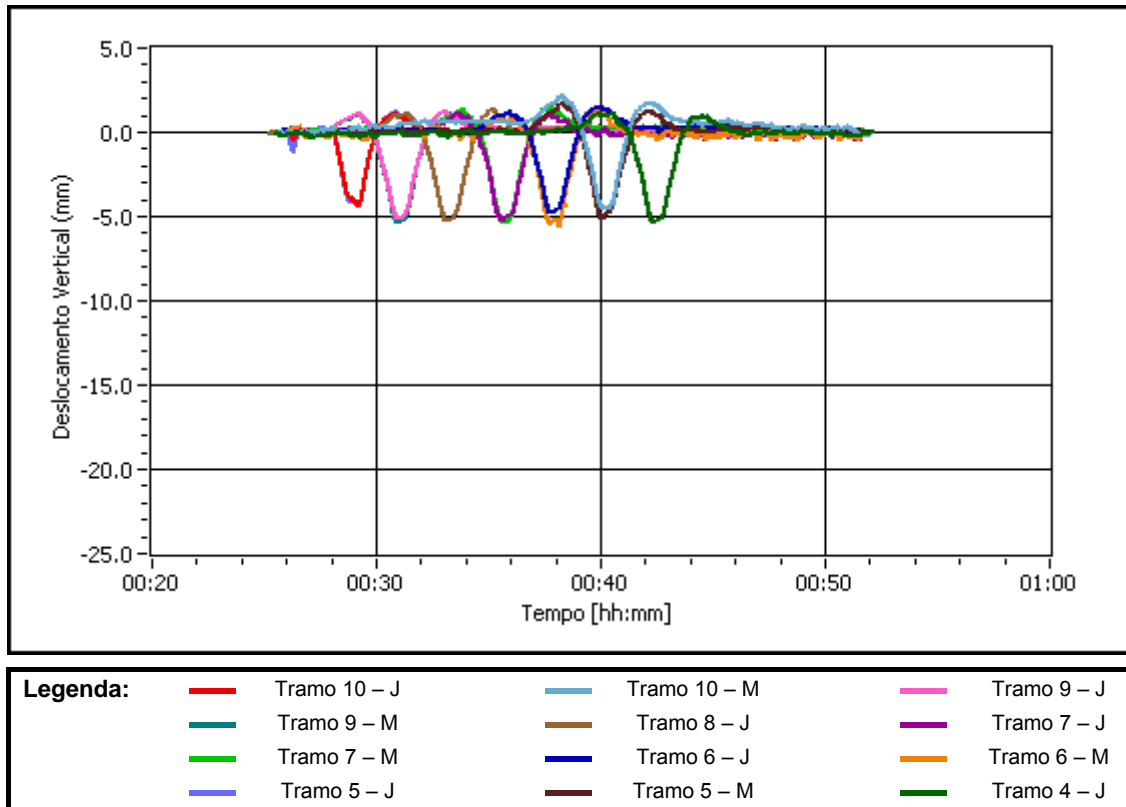


Figura 5.41 – Flechas durante o percurso A3

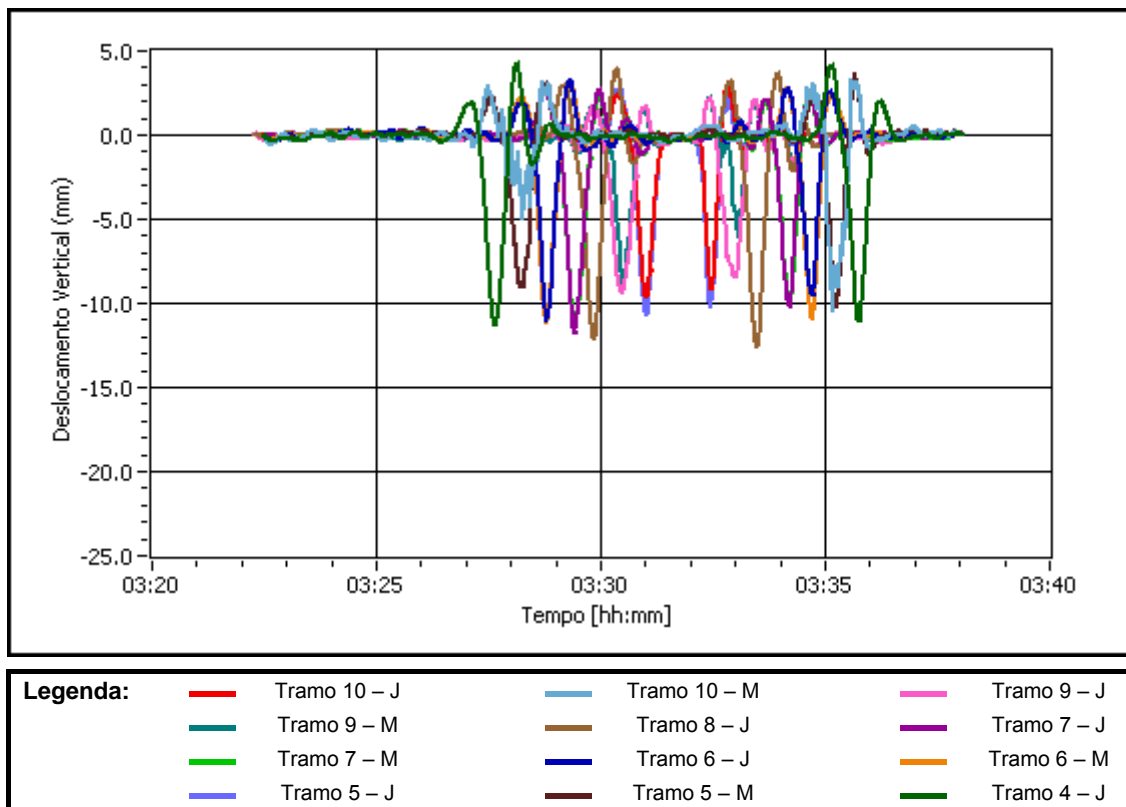


Figura 5.42 – Flechas durante o percurso C2

Como se pode ver, os resultados obtidos durante a passagem da locomotiva não apresentam a mesma qualidade do que os restantes, verificando-se diferenças significativas entre os resultados das duas passagens e entre estas e os resultados das posições estáticas.

Como se viu anteriormente, o sistema adoptado para medir as flechas consistiu um sistema de níveis líquidos colocado ao nível do tabuleiro ferroviário. Por outro lado, durante o Ensaio de Carga constatou-se que a passagem da locomotiva ao longo da estrutura induzia vibrações significativas na ponte, o que impedia a estabilização adequada do líquido que percorria o circuito hidráulico, levando à introdução de níveis elevados de ruído. Assim, os resultados da passagem lenta da locomotiva não constituem o mesmo relevo do que os apresentados anteriormente.

Não obstante, pode afirmar-se que os resultados obtidos permitem caracterizar com confiança as flechas decorrentes da aplicação de cargas rolantes na estrutura.

5.3.3.3. Rotações

A avaliação das rotações das secções da Ponte Eiffel durante o Ensaio de Carga fez-se através de inclinómetros eléctricos do modelo *LSOC 1L da Jewell Instruments, LLC* (ver Secção 3.4.2.3).

Durante o Ensaio de Carga realizado à Ponte Eiffel pretendeu-se observar as rotações longitudinais (rotações em torno de eixos horizontais ortogonais ao eixo longitudinal da estrutura) das secções sobre os apoios. Foram instalados 10 sensores, ao longo de 7 tramos, pelo facto de, como foi dito, à data do ensaio ainda se encontrarem instalados andaimes nos 3 tramos mais a sul da ponte, tendo-se privilegiado, uma vez mais, a viga de jusante. Na Figura 5.44 apresenta-se em planta, de forma esquemática, a posição das secções instrumentadas e a designação adoptada.

A instalação dos inclinómetros, quer do lado exterior, quer do lado interior, de acordo com o representado na Figura 5.44, prendeu-se com questões de acessibilidade aos sensores, dependente dos trabalhos de reforço dos pilares e substituição dos aparelhos de apoio que aí decorriam.

Como se pode ver na Figura 5.43 os inclinómetros foram colocados, com a direcção de leitura paralela ao eixo longitudinal da ponte, sob as cordas inferiores das vigas, nos balanceiros dos aparelhos de apoio.



Figura 5.43 – Fixação dos inclinómetros junto aos aparelhos de apoio

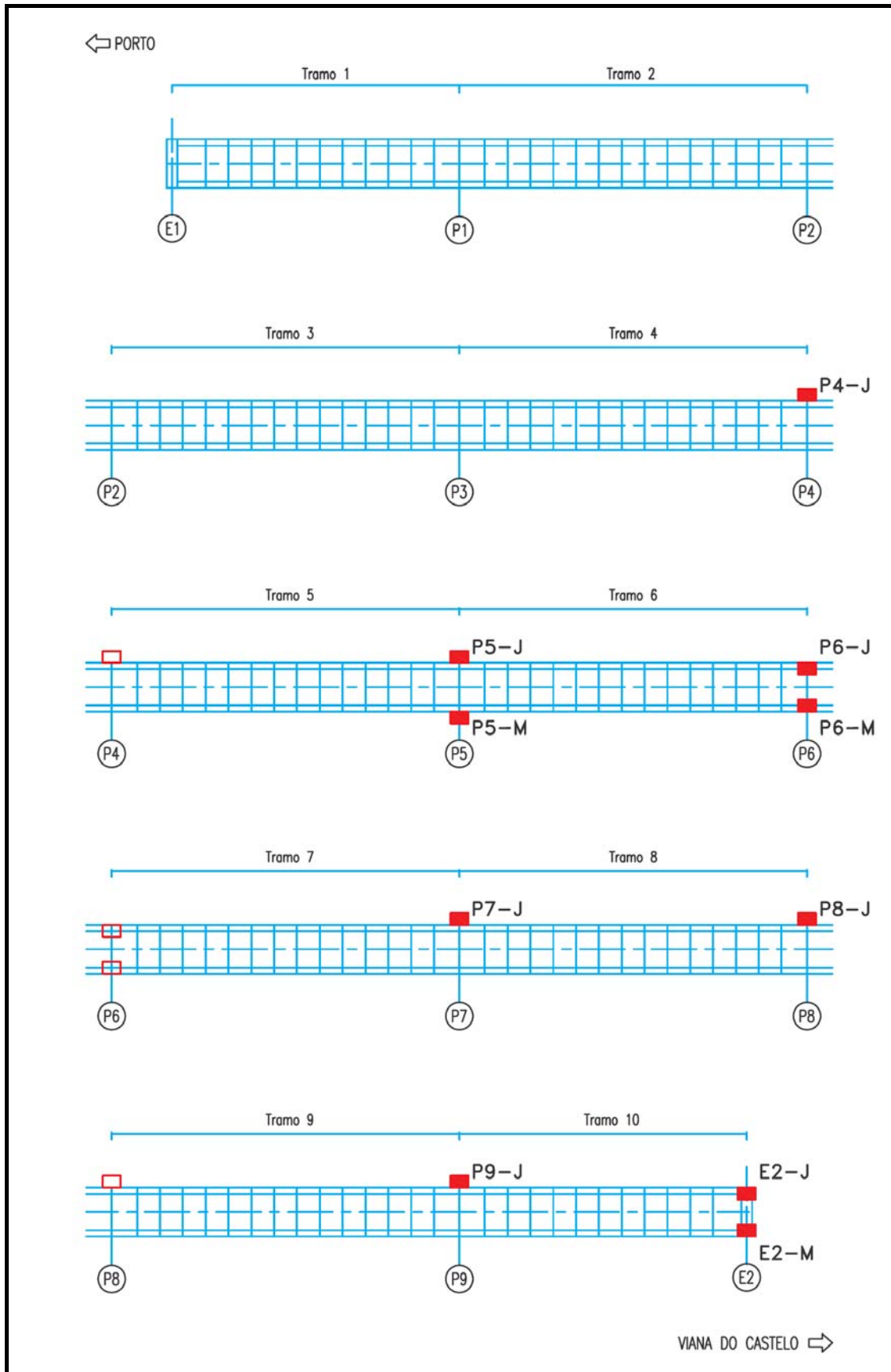


Figura 5.44 – Localização, em planta, dos inclinómetros

Por razões análogas às apresentadas relativamente aos sensores utilizados para avaliar as flechas, a frequência de aquisição dos inclinómetros adoptada ao longo de todo o ensaio foi de 2Hz.

De seguida apresentam-se alguns dos resultados mais significativos das rotações observadas. No que concerne à convenção de sinais adoptada, observando a ponte de jusante para montante (tendo Viana do Castelo à esquerda e o Porto à direita), as rotações no sentido anti-horário são consideradas positivas.

Da observação das rotações obtidas durante os diferentes percursos contemplados durante o Ensaio de Carga, ilustradas nas figuras seguintes, verifica-se que, em geral, os resultados apresentam, em geral uma qualidade satisfatória. Com efeito, as rotações observadas nas secções de apoio intermédias são bastante próximas e, quando monitorizadas, as de jusante e montante, praticamente coincidem. No entanto, em todos os resultados obtidos sobressai a diferença de comportamento entre as rotações das secções (montante e jusante) do encontro.

Como se pode ver, em qualquer dos percursos, a rotação da secção de montante do encontro é significativamente maior, em valor absoluto, do que a de jusante quando a secção roda no sentido convencionalizado como negativo. No entanto, para as rotações no sentido oposto, correspondentes a solicitações localizadas no tramo 9, os resultados de ambas as secções são praticamente coincidentes. Assim, com base nestes resultados, pode inferir-se a existência de algum bloqueio do aparelho de apoio quando a secção é induzida a rodar no sentido convencionalizado como negativo.

Observando a Figura 5.45, que ilustra as rotações registadas durante o Percurso A1, correspondente à passagem com posições estáticas dos camiões a par, no sentido Viana do Castelo – Porto, denotam-se dois momentos de perturbação das leituras. Como se disse anteriormente, estes instantes correspondem à passagem de um comboio de passageiros no sentido Porto – Viana do Castelo, primeiro, antes do início do ensaio, e à passagem da locomotiva no mesmo sentido, já durante o ensaio. Como se pode ver, a passagem dos referidos veículos ferroviários, no sentido Porto – Viana do Castelo, conduziram à introdução de rotações não recuperadas nas secções de apoio.

No âmbito dos resultados apresentados na referida figura, importa relembrar que o percurso ilustrado contemplava ainda a paragem dos veículos rodoviários sobre o módulo de tabuleiro instrumentado junto ao pilar P5. Esta solicitação, correspondente ao Caso de Carga 6, decorreu, como se viu, no período entre as 23:22 e as 23:26.

Na Figura 5.46 apresentam-se as rotações observadas durante o percurso C1, correspondente à passagem com posições estáticas da locomotiva. No sentido de promover uma mais fácil interpretação dos resultados apresentados, importa relembrar que este percurso foi realizado após o Percurso B1. Como se referiu anteriormente ambos os Percursos referidos foram realizados no sentido Viana do Castelo – Porto, pelo que, antes do início do Percurso C1, a locomotiva percorreu toda a ponte, em sentido contrário, de forma a posicionar-se para o início do referido percurso. Esta movimentação da locomotiva, desde o encontro do lado do Porto, até ao exterior da estrutura, do lado de Viana do Castelo, corresponde à perturbação das leituras observada na figura. Como se pode ver a referida passagem introduziu uma rotação permanente em ambas as secções do encontro E2. Com o posicionamento da locomotiva a meio vão do tramo 10, correspondente à primeira posição de carga do Percurso C1, a rotação da secção de jusante manteve-se inalterada e a de montante aumentou, como seria de esperar. Posteriormente, a passagem da locomotiva para o tramo 9 resultou numa evolução coincidente das rotações (no sentido convencionalizado como positivo) em ambas as secções.

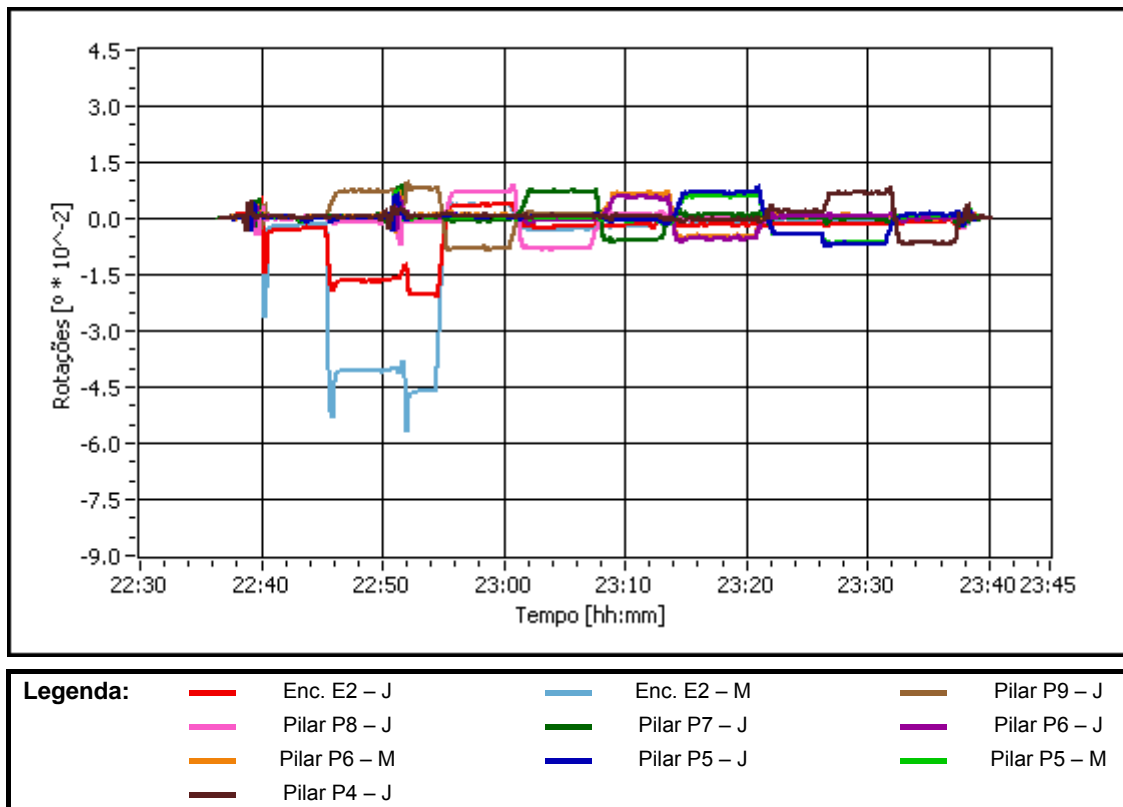


Figura 5.45 – Rotações durante o Percurso A1

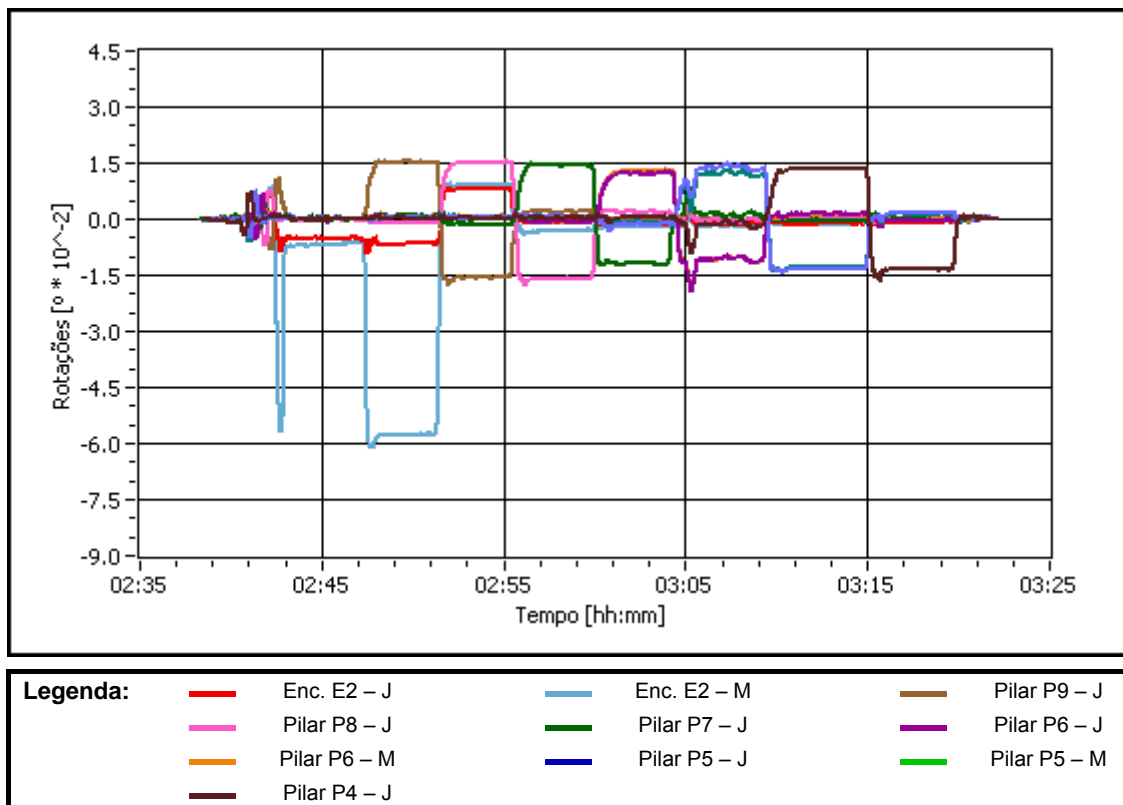


Figura 5.46 – Rotações durante o Percurso C1

Os resultados observados permitem inferir dois aspectos fundamentais ao nível do funcionamento dos aparelhos de apoio.

Por um lado, a solicitação da estrutura através de cargas rolantes no sentido Porto – Viana do Castelo leva a que se observe rotações permanentes nas secções de apoio junto aos encontros. Contudo, com a solicitação em sentido contrário, verifica-se que ambos os aparelhos se comportam da mesma forma, eliminando a rotação residual observada. Assim, verifica-se que a estrutura não se comporta de forma elástica, recuperando o seu estado inicial apenas através do carregamento do tramo adjacente ao tramo extremo.

Por outro lado verifica-se que o aparelho de apoio de jusante não acompanha as rotações do de montante, o que se pode justificar por algum bloqueio que apresente e que o impeça de rodar a partir de um determinado patamar. É de notar ainda que as rotações da secção de montante, não obstante se tratar de uma secção extrema, parecem ser demasiado elevadas, quando comparadas com as restantes.

Na Figura 5.47 apresenta-se os resultados das rotações observadas durante a passagem, com posições estáticas, dos veículos rodoviários e da locomotiva em simultâneo, correspondentes ao Percurso B1. Uma vez mais é notório o comportamento deficiente do aparelho de apoio do lado de jusante junto ao encontro E2. Note-se que este percurso contemplou ainda, como se viu, a paragem da locomotiva e dos camiões em tramos adjacentes no sentido de agravar os esforços nas secções das cordas instrumentadas junto ao Pilar P5.

No Quadro 5.VII apresentam-se, de forma resumida, os resultados mais relevantes obtidos durante as diferentes posições estáticas contempladas.

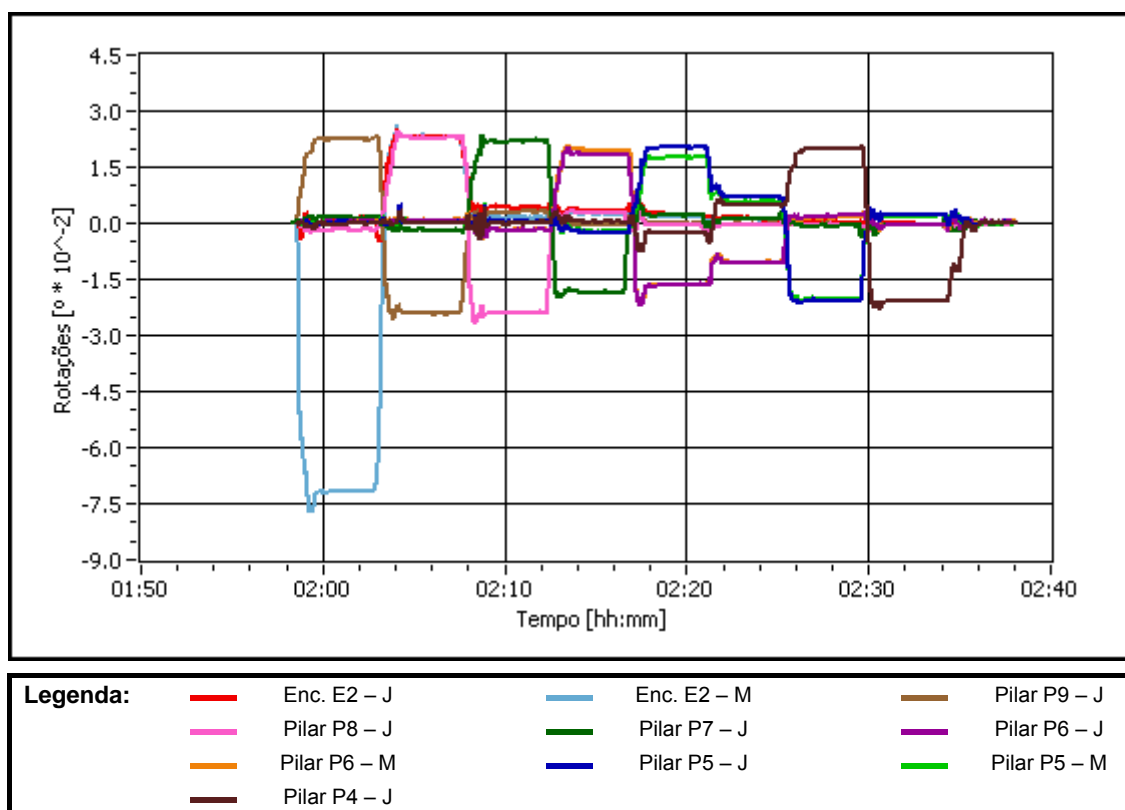


Figura 5.47 – Rotações durante o Percurso B1

Quadro 5.VII – Rotações observadas durante as passagens com posições estáticas

Secção i		Rotações relativas a carregamentos nos tramos adjacentes ($^{\circ} * 10^{-2}$)					
		A1		C1		B1	
		Tramo i+1	Tramo i	Tramo i+1	Tramo i	Tramo i+1	Tramo i
Pilar P4	J	0,65	-0,65	1,35	-1,35	2,00	-2,10
	M	-	-	-	-	-	-
Pilar P5	J	0,70	-0,65	1,35	-1,35	2,00	-2,10
	M	0,60	-0,65	1,20	-1,30	1,75	-2,00
Pilar P6	J	0,55	-0,55	1,20	-1,10	1,80	-1,65
	M	0,65	-0,50	1,25	-1,10	1,95	-1,65
Pilar P7	J	0,70	-0,60	1,45	-1,20	2,20	-1,85
	M	-	-	-	-	-	-
Pilar P8	J	0,70	-0,80	1,55	-1,55	2,30	-2,40
	M	-	-	-	-	-	-
Pilar P9	J	0,70	-0,80	1,55	-1,55	2,25	-2,40
	M	-	-	-	-	-	-
Encontro E2	J	-	-1,70	-	-0,70	-	0,00
	M	-	-4,00	-	-5,80	-	-7,20

Como se pode ver, as secções de apoio intermédias exibem rotações muito próximas. Tendo presente o tipo de solicitação correspondente a cada percurso e a relação de cargas, note-se que, de forma análoga ao observado com as flechas, não só os efeitos observados durante o Percurso B1 correspondem à soma dos efeitos dos Percursos A1 e C1, como também as rotações observadas no Percurso C1, correspondem a cerca do dobro das do A1. Como explicitado anteriormente, os resultados obtidos para as rotações das secções sobre o encontro E2 evidenciam um comportamento deficiente dos aparelhos de apoio.

Como se pode ver nas figuras seguintes, os aspectos evidenciados anteriormente são também visíveis nos resultados obtidos durante as passagens lentas realizadas.

A Figura 5.48 ilustra a passagem dos veículos rodoviários, em separado, no sentido Porto – Viana do Castelo, correspondente ao Percurso A2. Uma vez mais pode ver-se, por um lado, o comportamento aproximadamente coincidente das secções intermédias e as diferenças de rotação das secções sobre o encontro.

Na Figura 5.49 apresentam-se os resultados obtidos durante a passagem dos camiões a par, no sentido Viana do Castelo – Porto, correspondentes ao Percurso A3, onde se pode observar alguns dos aspectos evidenciados relativos ao comportamento dos aparelhos de apoio.

Na Figura 5.50 são apresentados os resultados das rotações durante a passagem lenta da locomotiva, primeiro no sentido Porto – Viana do Castelo e depois no sentido oposto, correspondente ao Percurso C2. Como se pode ver, as questões discutidas relativamente ao comportamento dos aparelhos de apoio junto ao encontro são evidentes na inversão de sentido de marcha da locomotiva durante este Percurso.

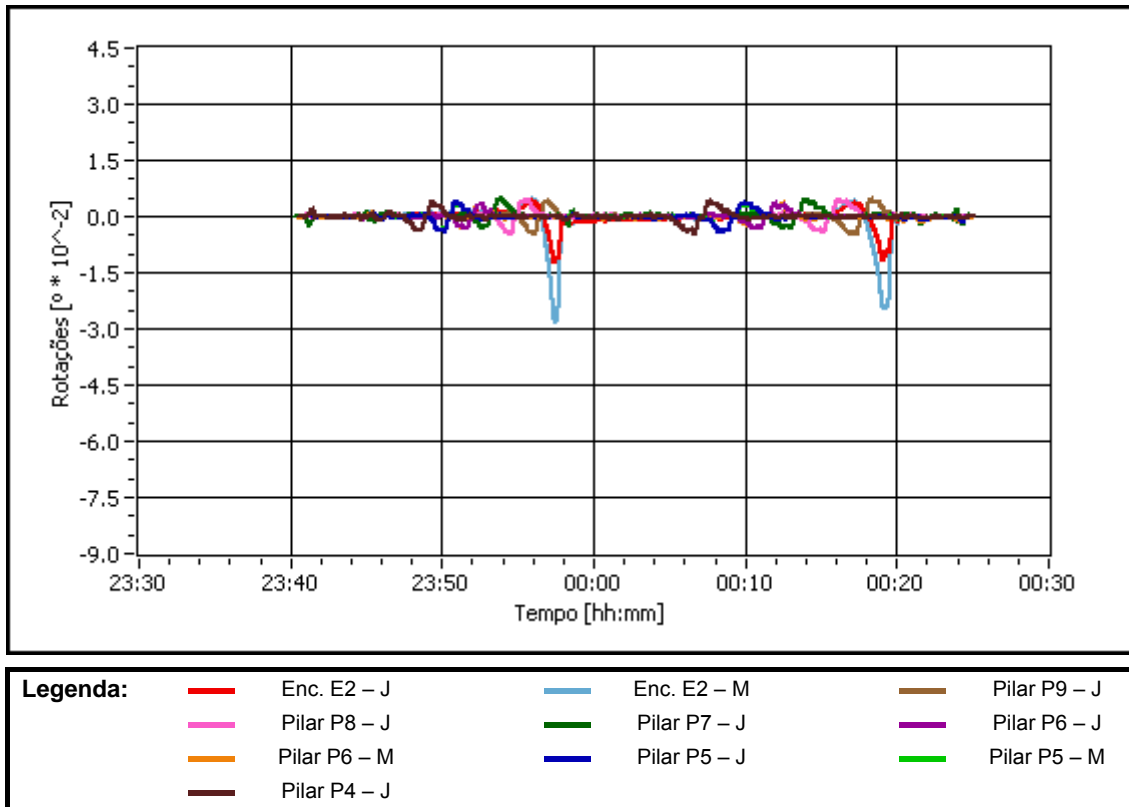


Figura 5.48 – Rotações durante o Percurso A2

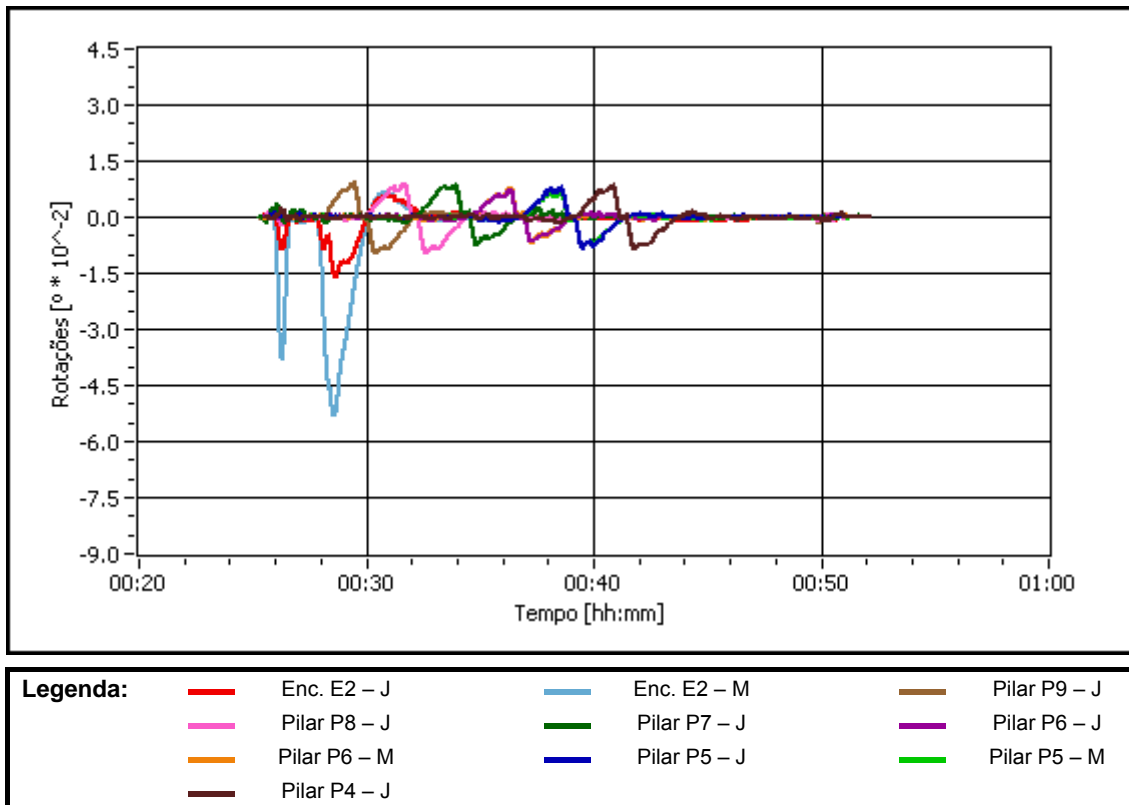


Figura 5.49 – Rotações durante o Percurso A3

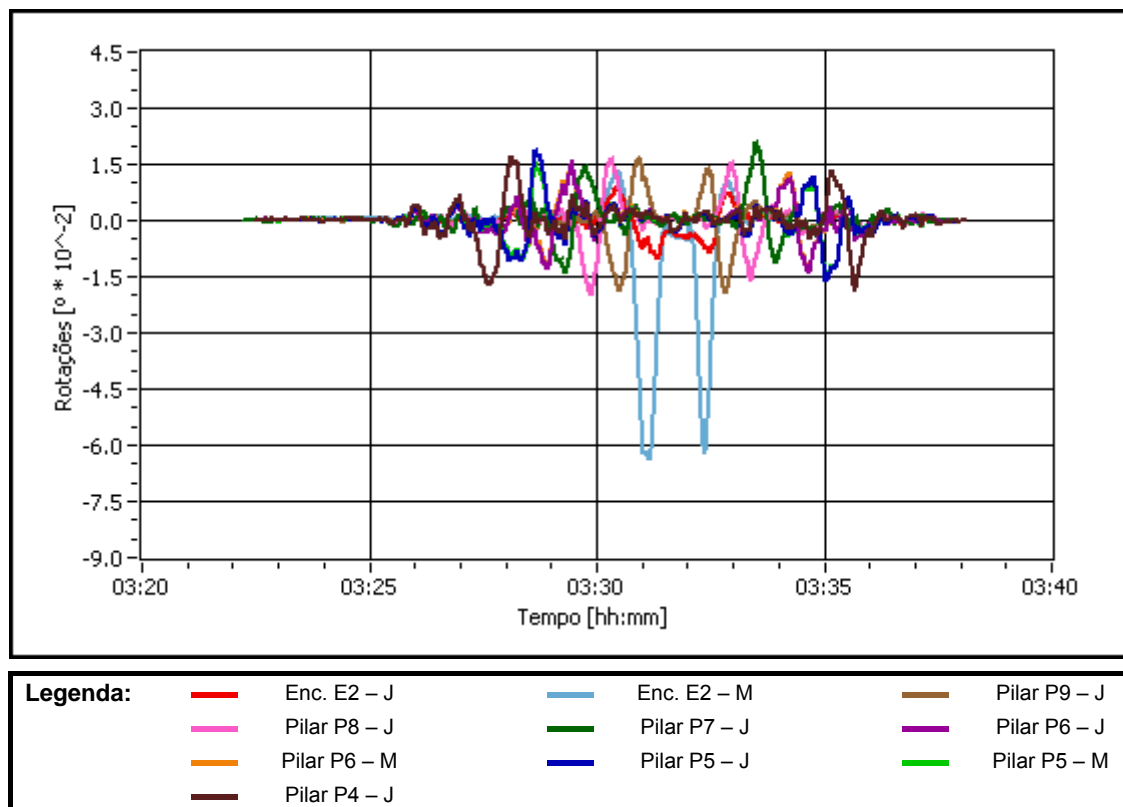


Figura 5.50 – Rotações durante o Percurso C2

Assim pode concluir-se que os aparelhos de apoio junto aos encontros, em especial o de jusante exibem um comportamento deficiente. De realçar contudo que apesar das diferenças significativas observadas nas rotações das secções de apoio, estas não se repercutem nas flechas observadas, que como se viu, se apresentam bastante semelhantes.

5.3.3.4. Extensões

Durante o Ensaio de Carga da Ponte Eiffel foram observadas extensões em 32 pontos distintos, num total de 8 secções de elementos de barra localizados no Tramo 6 e um módulo pré-fabricado do tabuleiro rodoviário, no Tramo 5, tendo-se utilizado para o efeito sensores de *Bragg* (ver Secção 3.4.2.4)

Tendo-se privilegiado o lado de jusante, como se ilustra na Figura 5.51 foram instrumentadas, em quatro secções distintas, as cordas inferior e superior, quer a meio-vão, quer junto ao pilar P5, com um total de 18 extensómetros. Na mesma Figura são ainda referenciadas as secções de duas diagonais, designadas por 1.^a e 2.^a diagonais de compressão, respectivamente, em relação ao pilar P5, instrumentadas com três extensómetros cada. Junto ao pilar P5, no Tramo 5, é assinalado o módulo de tabuleiro instrumentado com 4 sensores.

Foram ainda observadas extensões em quatro pontos de elementos do tabuleiro ferroviário, dois numa secção da longarina ferroviária e dois numa secção do contraventamento ferroviário, ambos do lado de jusante e junto ao pilar P5 (ver Figura 5.52).

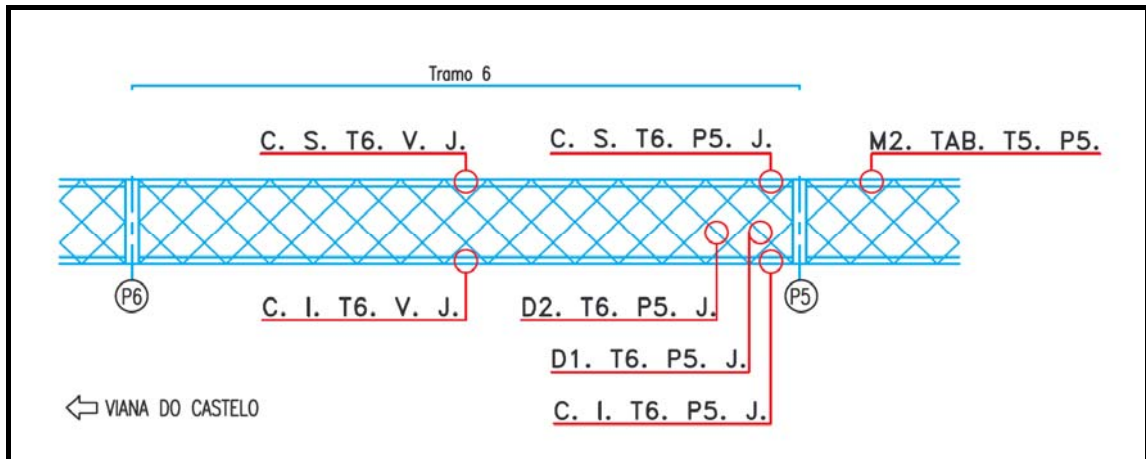


Figura 5.51 – Localização, em alçado, das secções instrumentadas com extensómetros

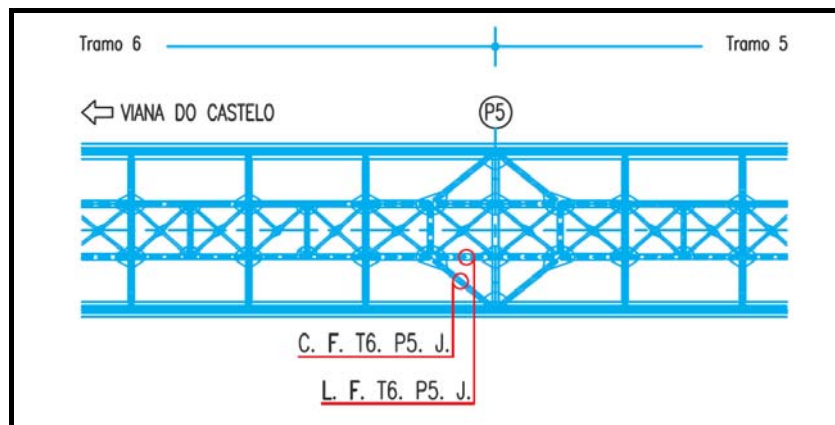


Figura 5.52 – Localização em planta das secções instrumentadas com extensómetros

No que se refere à instrumentação do módulo do tabuleiro rodoviário, esta consistiu na observação de dois pontos a meio-vão (3 e 4) e de dois pontos nas chapas que materializam um dos apoios sobre as cordas superiores (1 e 2). Na Figura 5.53 apresenta-se os cortes transversal e longitudinal do tabuleiro onde se ilustra a localização dos sensores instalados.

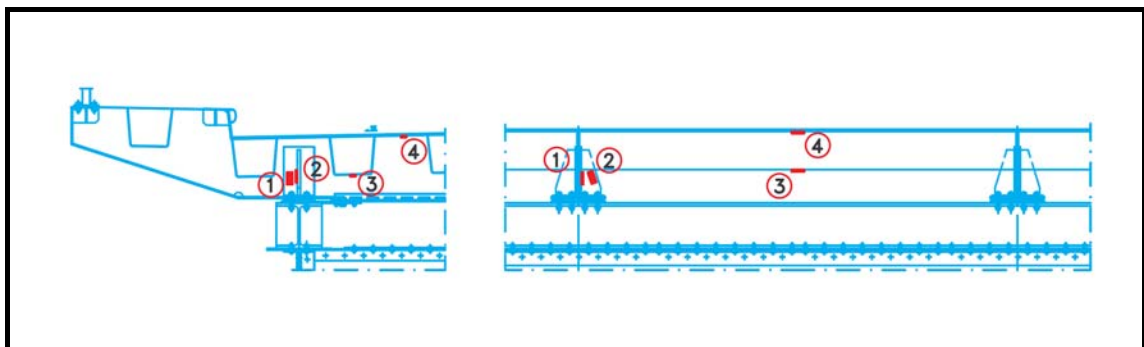
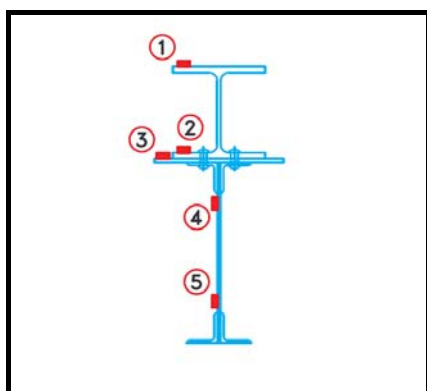
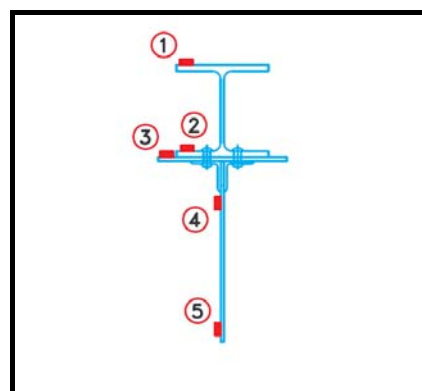


Figura 5.53 – Cortes transversal (à esquerda) e longitudinal (à direita) de um módulo do tabuleiro rodoviário

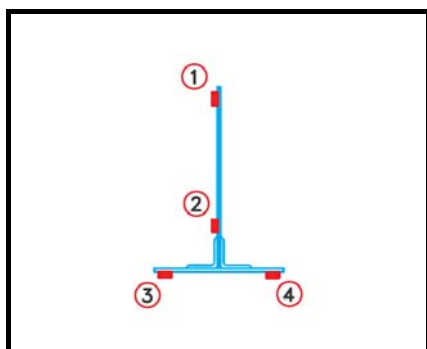
Na Figura 5.54 apresenta-se de forma esquemática a posição dos 28 extensómetros distribuídos pelas oito secções de elementos de barra instrumentadas.



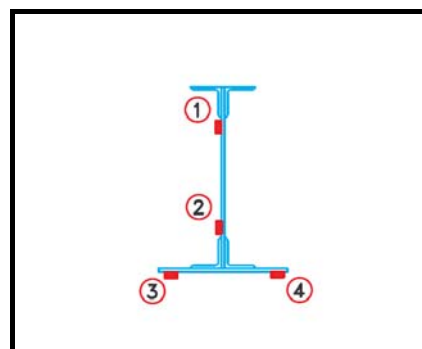
C. S. T6. V. J.



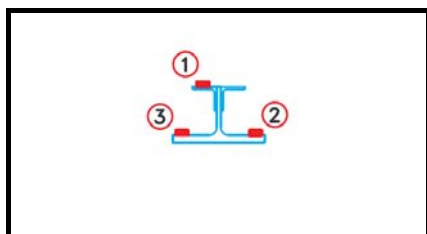
C. S. T6. P5. J.



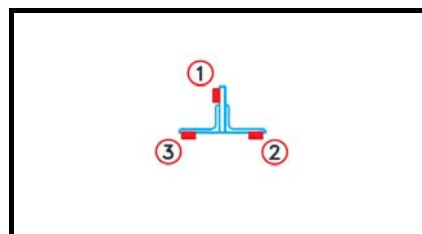
C. I. T6. V. J



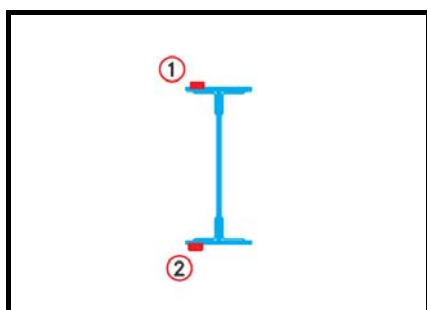
C. I. T6. P5. J



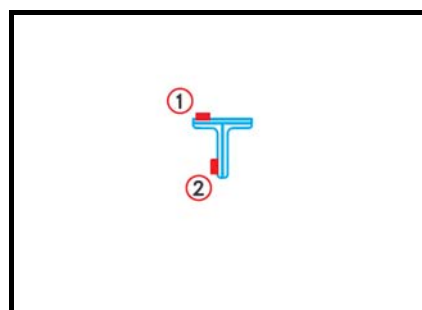
D1. T6. P5. J



D2. T6. P5. J



L. F. T6. P5. J.



C. F. T6. P5. J.

Figura 5.54 – Localização dos extensómetros nas secções instrumentadas

Não sendo a Figura 5.54 mais do que uma representação esquemática, são apresentadas em Anexo peças desenhadas que definem, de forma precisa, o posicionamento de cada extensómetro na respectiva secção. Cada um dos extensómetros será identificado, ao longo do presente trabalho, pela designação da respectiva secção e pela numeração atrás apresentada.

No Quadro 5.VIII apresenta-se de forma resumida o número de extensómetros aplicados em cada uma das secções e a respectiva designação.

Quadro 5.VIII - Designação das secções instrumentadas com extensómetros durante o Ensaio de Carga

Designação	Descrição	N.º de Sensores
C. S. T6. V. J.	Secção da Corda Superior a Meio-Vão do Tramo 6 do lado de Jusante	5
C. I. T6. V. J	Secção da Corda Inferior a Meio-Vão do Tramo 6 do lado de Jusante	4
C. S. T6. P5. J.	Secção da Corda Superior junto ao pilar P5, no Tramo 6, do lado de Jusante	5
C. I. T6. P5. J	Secção da Corda Inferior junto ao pilar P5, no Tramo 6, do lado de Jusante	4
D1. T6. P5. J	1.ª Diagonal de compressão junto ao pilar P5, no Tramo 6, do lado de Jusante	3
D2. T6. P5. J	2.ª Diagonal de compressão junto ao pilar P5, no Tramo 6, do lado de Jusante	3
L. F. T6. P5. J.	Longarina Ferroviária junto ao pilar P5, no Tramo 6, do lado de Jusante	2
C. F. T6. P5. J.	Contraventamento Ferroviário junto ao pilar P5, no Tramo 6, do lado de Jusante	2
M2. TAB. T5. P5. Apoio	Apoio, do lado de jusante, do 2.º Módulo do tabuleiro rodoviário, junto ao pilar P5, no Tramo 5	2
M2. TAB. T5. P5. Vão	Meio-vão, do lado de jusante, do 2.º Módulo do tabuleiro rodoviário, junto ao pilar P5, no Tramo 5	2

No que se refere à frequência de aquisição adoptada, em virtude da possibilidade de aquisição com elevadas frequências, por um lado, e no sentido de evitar adquirir uma quantidade de informação excessiva e desnecessária, por outro, esta foi sendo ajustada ao longo do Ensaio de Carga. Deste modo, para percursos com posições estáticas utilizou-se uma frequência de aquisição de 2Hz que aumentou, em função da rapidez da passagem, para os 60Hz, para percursos correspondentes a passagens rápidas, como se mostra no Quadro 5.IX.

Quadro 5.IX – Frequência de aquisição dos extensómetros

Natureza do Percurso	Percursos correspondentes	Frequência (Hz)
Passagens com Posições Estáticas	A1, B1 e C1	2
Passagens Lentas	A2, A3, A5 e C2*	25
Passagens Rápidas	A4, C3 e C4	60
Travagem	A6	60

* No sentido de se evitar mais uma interrupção do ensaio, as extensões decorrentes do Percurso C2 (passagem lenta imediatamente anterior a duas passagens rápidas) foram registadas com a mesma frequência dos percursos subsequentes – 60Hz.

De seguida apresentam-se alguns dos resultados mais significativos das extensões observadas. No que concerne à convenção de sinais adoptada, considerou-se que as extensões correspondentes a esforços de tracção são positivas.

Como se pode ver nas figuras apresentadas de seguida, os resultados ilustrados não compreendem o respectivo percurso na totalidade. Uma vez que durante as solicitações dos tramos afastados do instrumentado – tramo 6 – não se registam variações sensíveis do estado de tensão das secções instrumentadas, como atestam os resultados iniciais e finais apresentados em cada figura, optou-se por dispensar a apresentação desses resultados. Desta forma, pôde ilustrar-se com mais detalhe as variações relevantes observadas em cada secção.

Durante o Ensaio de Carga, todas as secções instrumentadas foram observadas em cada um dos percursos realizados, tendo-se produzido, portanto, inúmeros resultados. Não obstante a utilidade de cada um deles, não só no fornecimento de informação distinta ao nível da resposta da estrutura sob os vários tipos de solicitação, mas também na repetibilidade de alguns dos resultados, garantindo assim a fiabilidade do sistema, apresentam-se apenas os resultados que se consideram mais relevantes para a caracterização e compreensão do comportamento estrutural da Ponte Eiffel.

Ao nível das secções instrumentadas nas barras das vigas principais, designadamente as secções das cordas e das diagonais, apresentam-se resultados decorrentes de diferentes níveis de carga aplicada – camiões a par, locomotivas e as anteriores em simultâneo – e de modos de aplicação distintos – passagens com posições estáticas e passagens lentas.

No que concerne aos elementos secundários apresentam-se apenas os resultados dos casos de carga mais condicionantes. Assim, ao nível do tabuleiro ferroviário são apresentadas as extensões resultantes da passagem lenta da locomotiva e ao nível do tabuleiro rodoviário apresentam-se os resultados da paragem dos veículos rodoviários sobre o módulo instrumentado.

Apresentando então os resultados obtidos nas secções das barras das vigas principais, nas Figura 5.55 a Figura 5.60 ilustram-se os resultados decorrentes da passagem com posições estáticas dos veículos rodoviários e da locomotiva em simultâneo, correspondentes ao Percurso B1.

O período de tempo ilustrado compreende quatro situações de carregamento distintas, sendo as extremas correspondentes ao carregamento dos tramos adjacentes ao instrumentado, respectivamente o tramo 7 e o tramo 5. Como se pode ver, nestes casos de carga, as extensões observadas em cada secção

são praticamente coincidentes, o que indica que estas solicitações introduzem nas peças um estado de tensão próximo do uniforme.

No que concerne ao tipo de esforço introduzido, constata-se que as secções de meio-vão das cordas registam valores contrários de extensão, sendo positivos na corda superior e negativos na corda inferior. Os valores observados, correspondentes a esforços de, respectivamente, tracção e compressão revelam o funcionamento global das vigas, funcionando a corda superior como banzo de tracção e a inferior como banzo de compressão. Nas secções junto ao apoio, observa-se que o estado de tensão induzido é menor e contrário, isto é, a corda superior regista compressões e a inferior tracções, o que confirma o funcionamento global da estrutura.

Contrariamente à uniformidade de tensões verificada nos casos de carga cujas solicitações se localizam nos tramos adjacentes, nos casos de carga intermédios, em que as cargas se localizam sobre o tramo instrumentado, observam-se diferenças nas deformações das fibras de cada secção pelo que o estado de tensão induzido por estas solicitações se afasta do uniforme. Os resultados obtidos indiciam que, além do estado de tensão decorrente do funcionamento global da estrutura, se verifica a introdução de flexão nos elementos constituintes do tramo solicitado.

Como se viu, o Percurso B1, contemplou um caso de carga relativo à paragem dos veículos, rodoviário e ferroviário, a meio-vão do tramo 6 (correspondente ao período entre as 2:17 e as 2:20), e um caso de carga relativo à paragem da locomotiva a meio-vão do tramo 6 e dos veículos rodoviários no tramo 5 (correspondente ao período de tempo entre as 2:21 e as 2:24). Como se pode ver, no segundo caso de carga referido verifica-se um ligeiro decréscimo do estado de tensão, observando-se ainda, fundamentalmente na secção C.S.T6.V.J, uma redução das diferenças observadas nas deformações das várias fibras. Pelo contrário, nas secções de continuidade, junto ao Pilar P5, não se verificam diferenças significativas no estado de tensão instalado.

Analogamente ao que se observou nas secções das cordas, verifica-se que o carregamento de tramos adjacentes aos instrumentados, induzem nas secções das barras diagonais um estado de tensão próximo do uniforme, Pelo contrário, quando as cargas se localizam no tramo instrumentado, observam-se diferenças nas deformações das diferentes fibras, o que indicia a existência de flexão nas barras. Como se pode ver através da análise das respectivas figuras, o caso de carga mais condicionante das barras diagonais das vigas principais corresponde ao carregamento do tramo a que as mesmas pertencem. É também neste caso de carga que se observam as maiores diferenças nas deformações das fibras de cada uma das secções.

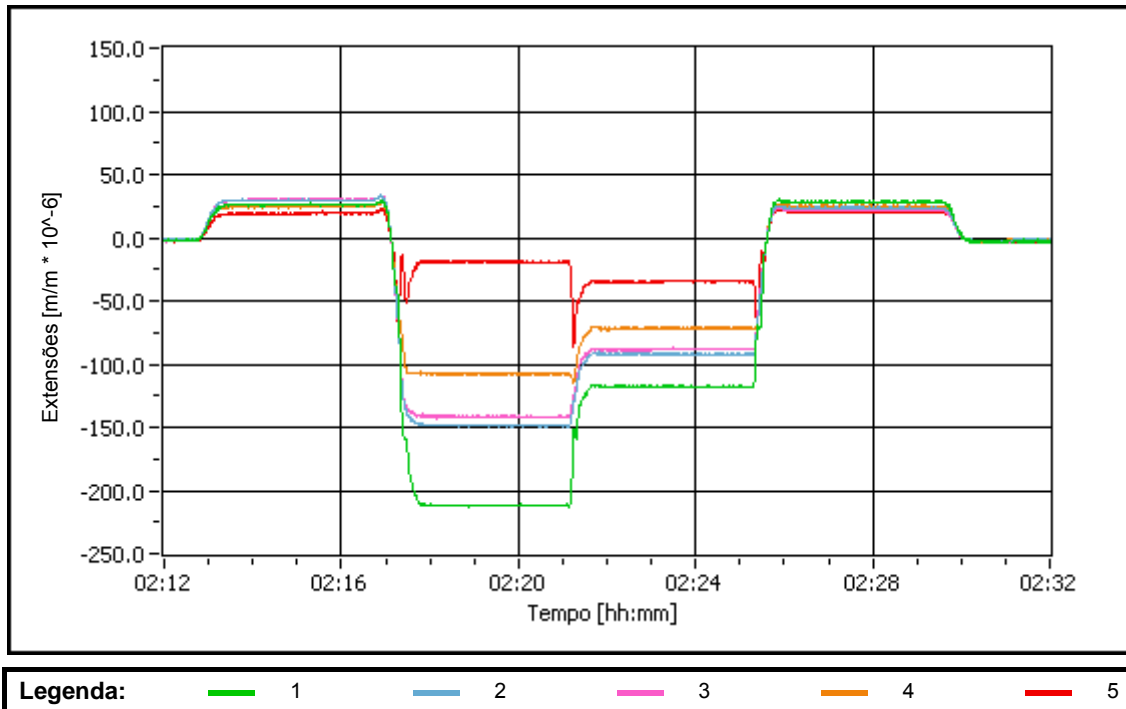


Figura 5.55 – Extensões da C. S. T6. V. J. durante o Percurso B1

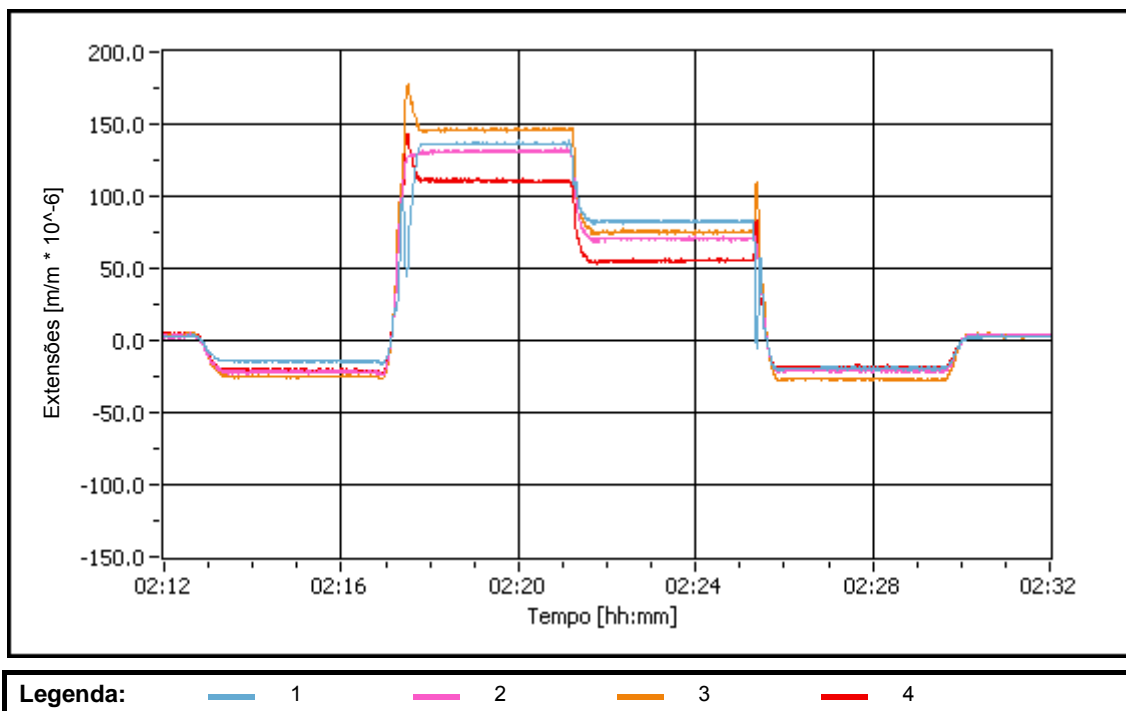


Figura 5.56 – Extensões da C. I. T6. V. J. durante o Percurso B1

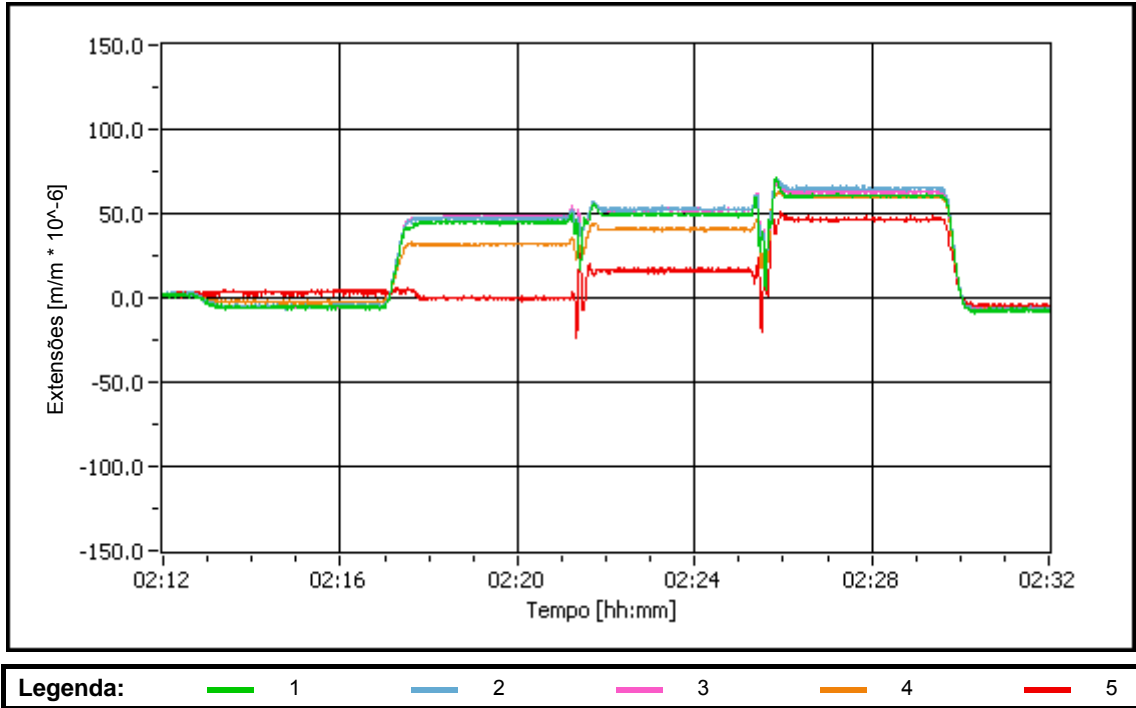


Figura 5.57 – Extensões da C. S. T6. P5. J. durante o Percurso B1

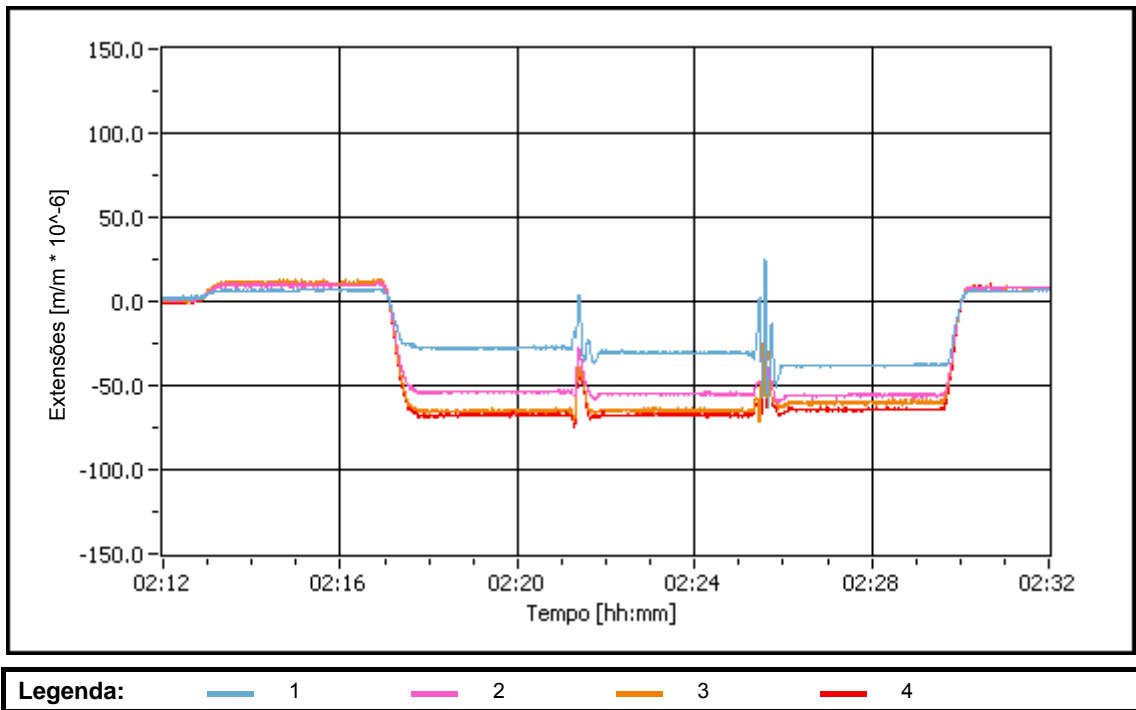


Figura 5.58 – Extensões da C. I. T6. P5. J. durante o Percurso B1

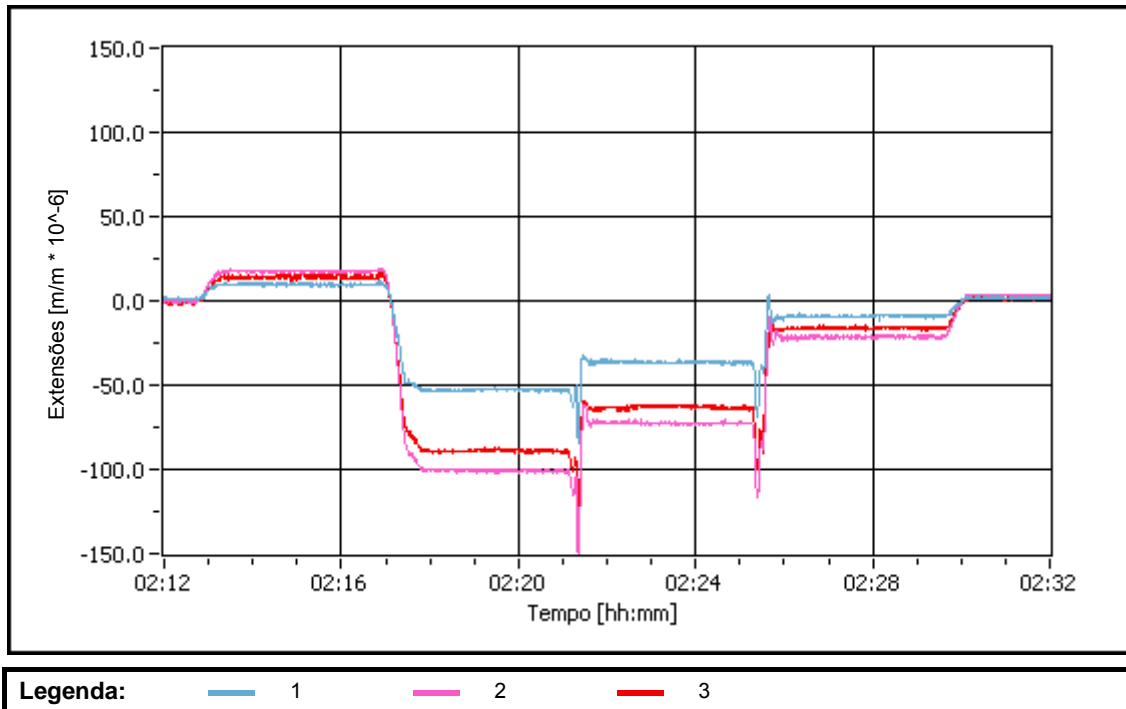


Figura 5.59 – Extensões da D1. T6. P5. J. durante o Percurso B1

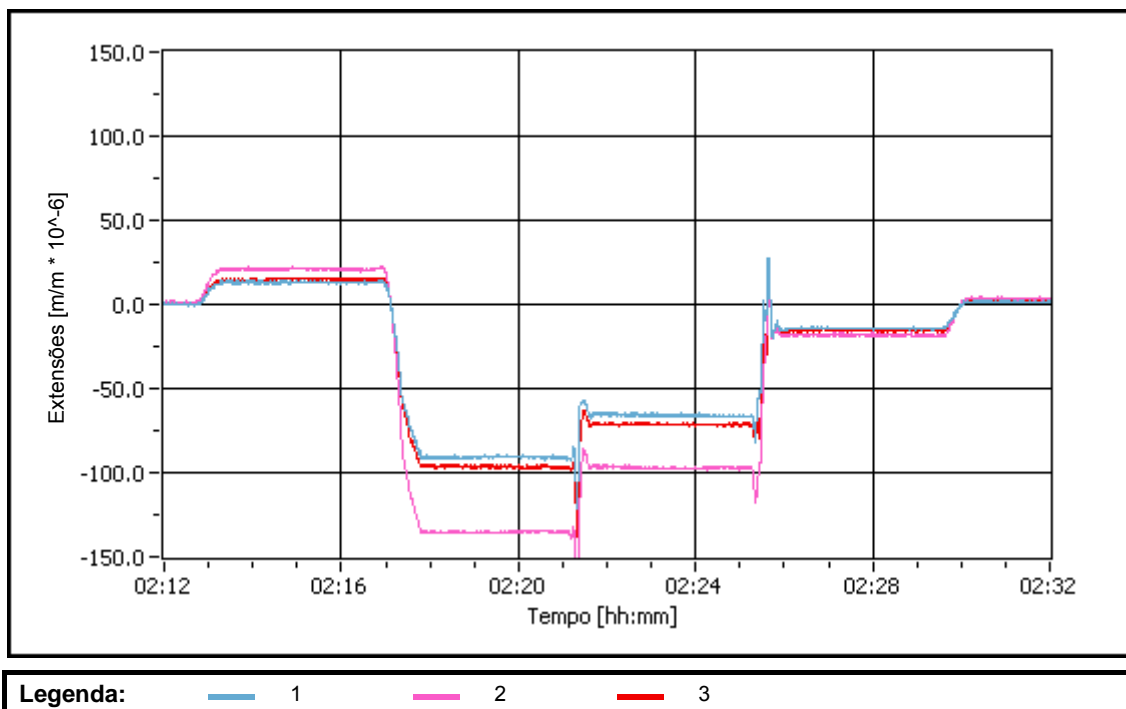


Figura 5.60 – Extensões da D2. T6. P5. J. durante o Percurso B1

Nas Figura 5.61 a Figura 5.66 apresentam-se os resultados das extensões observadas durante a passagem lenta de dois veículos rodoviários a par, no sentido Viana do Castelo – Porto, correspondente ao Percurso A3.

Como se pode ver nas figuras correspondentes às secções das cordas localizadas a meio-vão do tramo 6, os aspectos discutidos evidenciados anteriormente, no que concerne ao comportamento global da estrutura, são perfeitamente visíveis. Como se pode ver, nos períodos em que os veículos circulam nos tramos adjacentes o estado de tensão induzido é próximo do uniforme, afastando-se deste estado quando as cargas se situam sobre o tramo instrumentado. Relativamente a esse período, em que os veículos circulam sobre o tramo instrumentado, importa chamar a atenção para as inflexões observadas antes e depois do pico, na corda superior, correspondente à posição dos veículos a meio-vão do tramo instrumentado.

Relativamente às secções das cordas localizadas junto ao apoio, a compreensão da evolução das tensões observadas é particularmente complexa, uma vez que se verificam, em especial na corda superior, inúmeras inflexões. Não obstante, na secção da corda inferior junto ao pilar P5, verifica-se que o estado de tensão induzido se aproxima de zero no momento em que os veículos passam nessa zona.

Observando os resultados das diagonais, e associando-os à posição dos veículos, perfeitamente identificável através da análise dos resultados da C.S.T6.V.J, verifica-se que após a entrada dos veículos no tramo, se verifica, não só o aumento do estado de tensão como também crescem as diferenças das deformações nas fibras monitorizadas. Não obstante a ligeira inflexão na evolução das tensões, verifica-se que o estado de tensão é máximo quando os veículos se localizam junto ao pilar P5, portanto, próximo das barras instrumentadas.

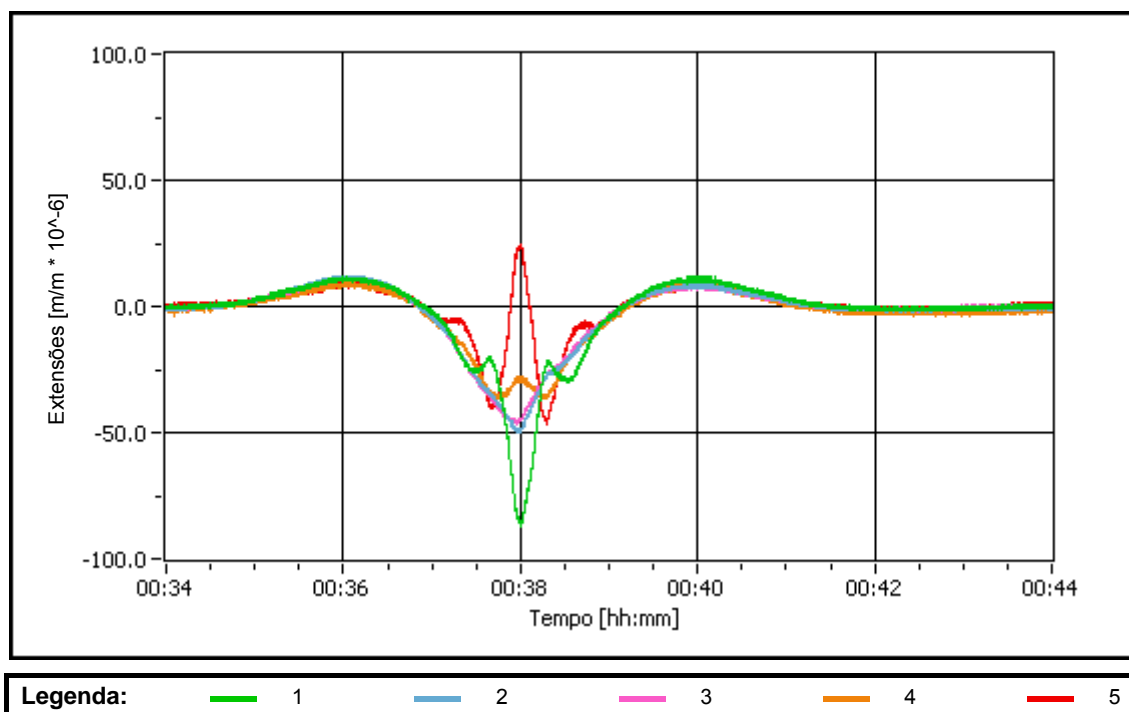


Figura 5.61 – Extensões da C. S. T6. V. J. durante o Percurso A3

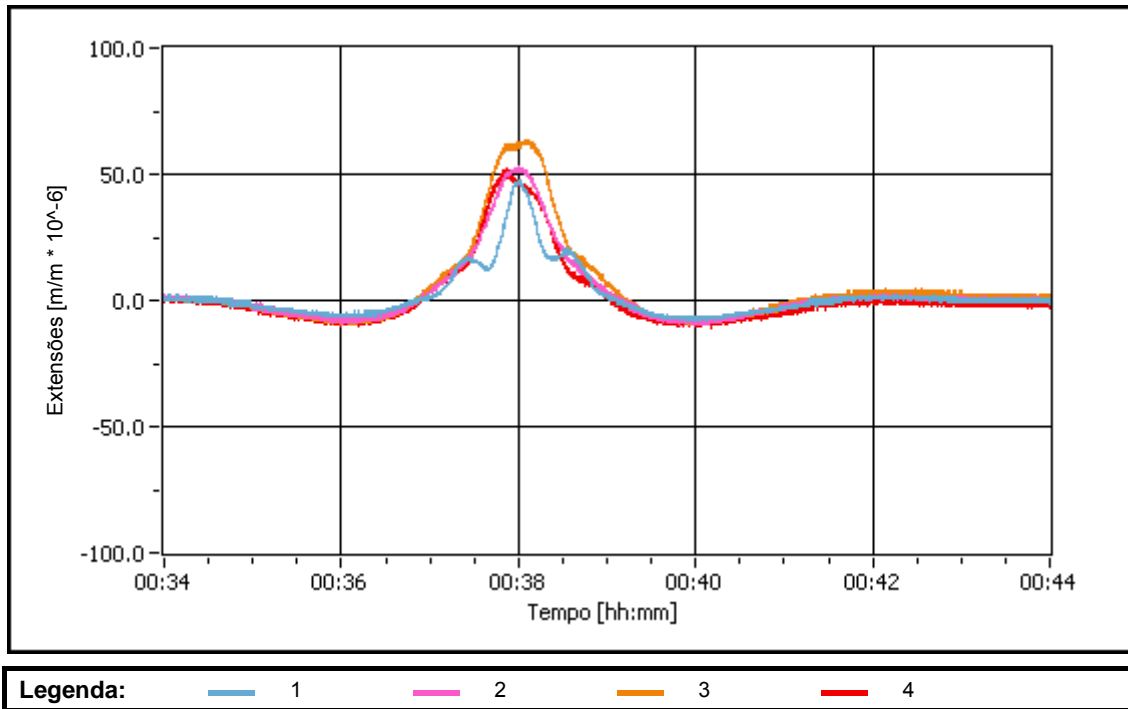


Figura 5.62 – Extensões da C. I. T6. V. J. durante o Percurso A3

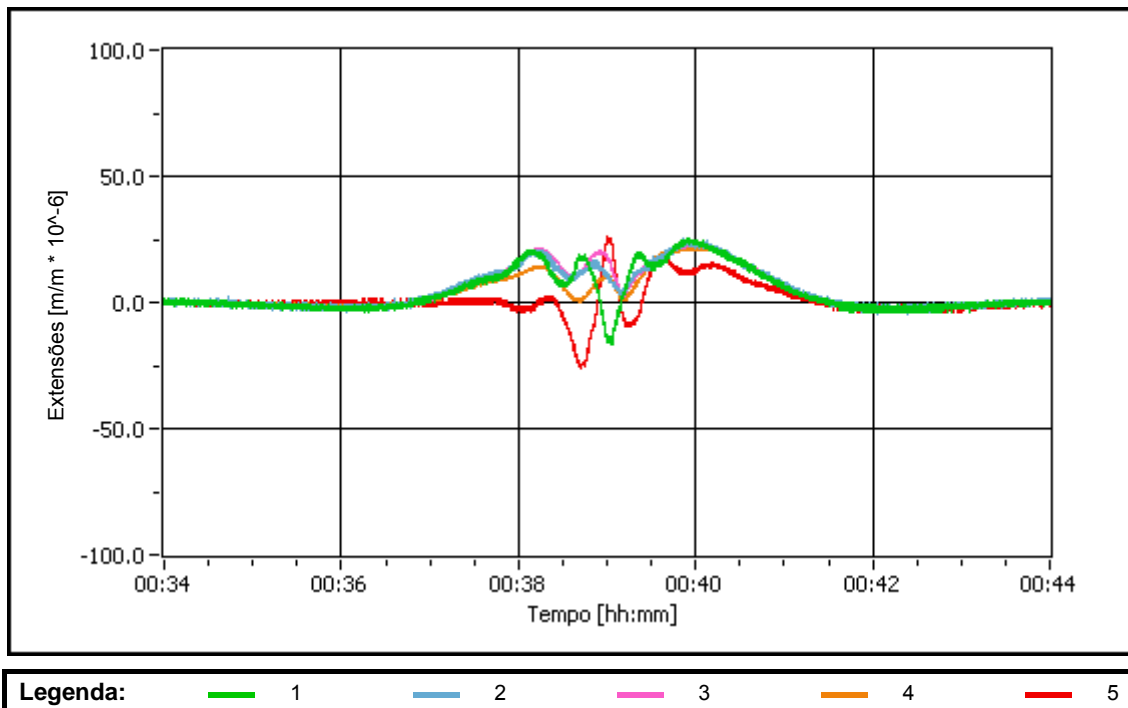


Figura 5.63 – Extensões da C. S. T6. P5. J. durante o Percurso A3

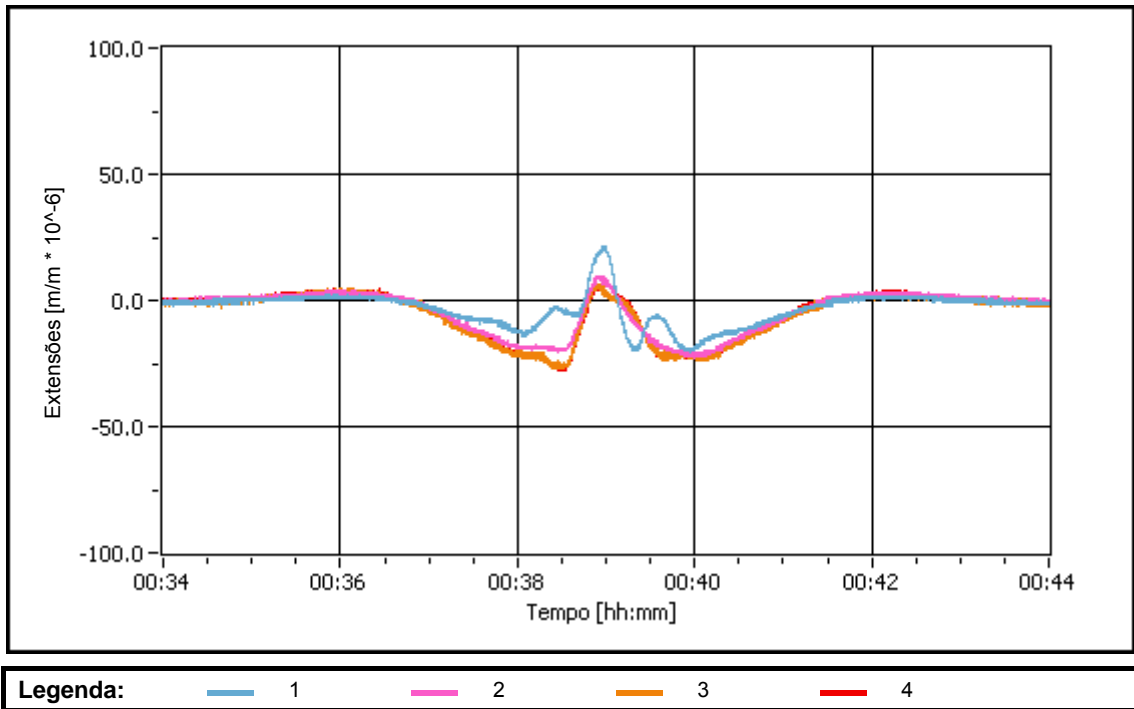


Figura 5.64 – Extensões da C. I. T6. P5. J. durante o Percurso A3

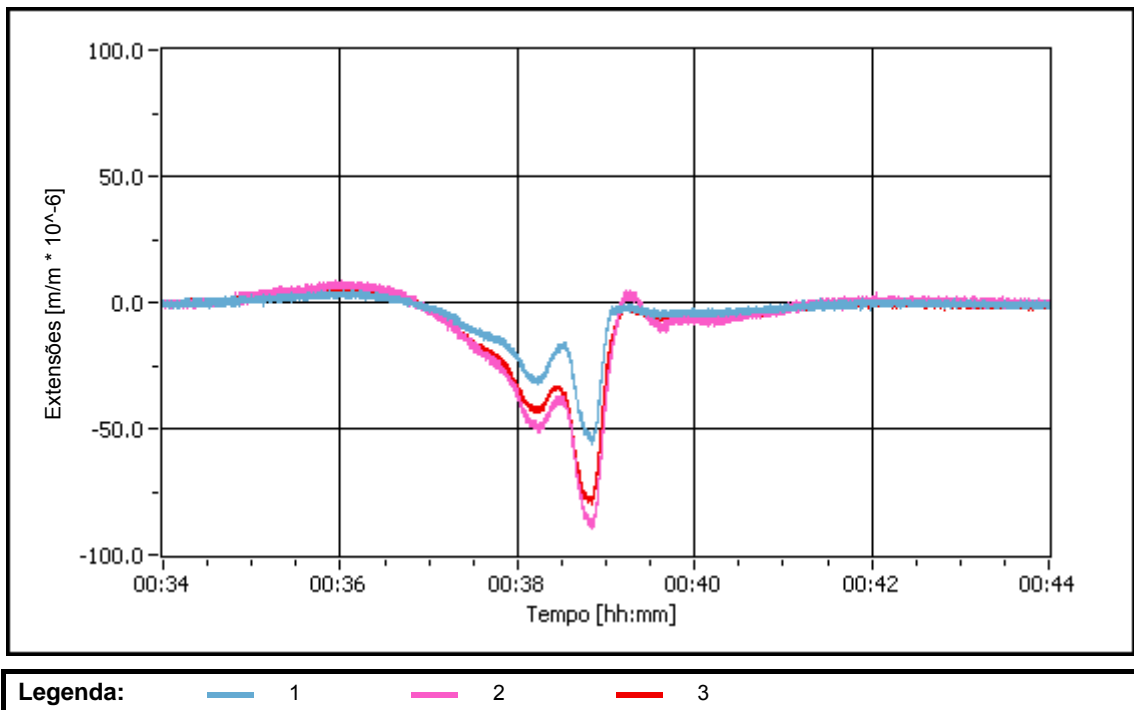


Figura 5.65 – Extensões da D1. T6. P5. J. durante o percurso A3

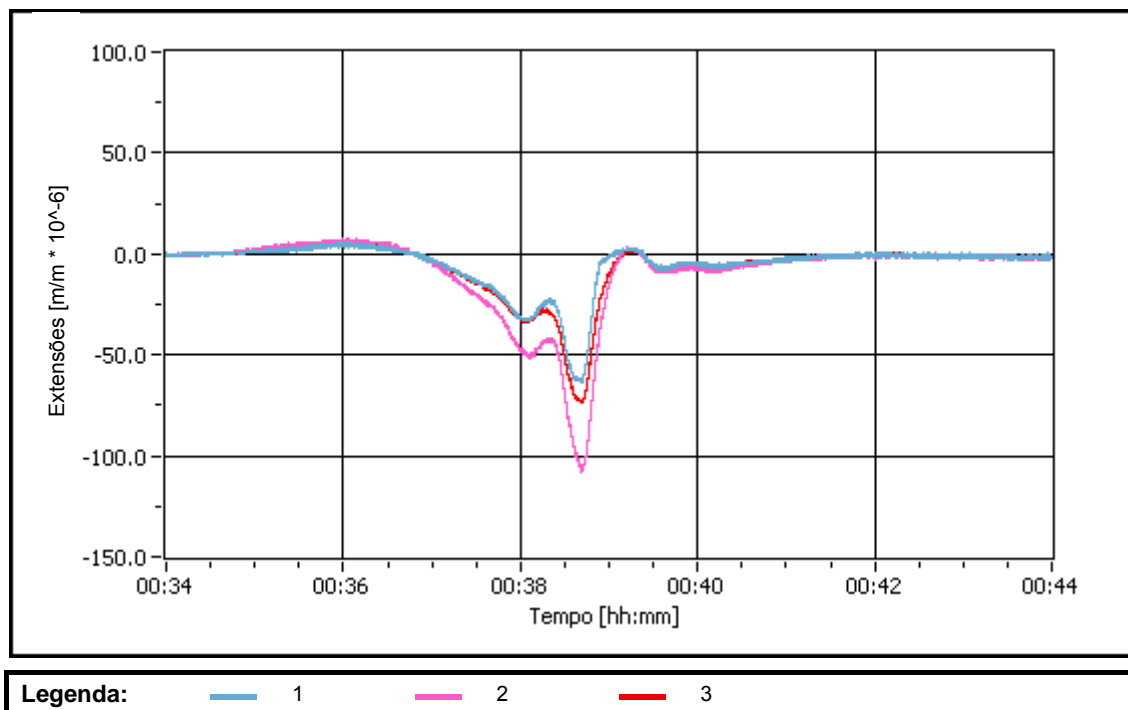


Figura 5.66 – Extensões da D2. T6. P5. J. durante o percurso A3

Nas Figura 5.67 a Figura 5.74 são apresentados os resultados das extensões observados durante a passagem da locomotiva, no sentido Viana do Castelo – Porto, correspondente à segunda parte do Percurso C2.

A secção da corda superior localizada a meio-vão exibe, neste caso de carga, um comportamento muito semelhante, ainda que as inflexões e o pico tenham aqui uma expressão significativamente menor, ao observado durante a passagem dos veículos rodoviários. Pelo contrário, a secção da corda inferior, também localizada a meio-vão, apresenta um comportamento distinto. Ao contrário do que se observou durante a passagem dos veículos rodoviários, em que o estado de tensão induzido na secção era próximo do uniforme, neste percurso são evidentes dois picos, em que as extensões medidas nas fibras extremas se afastam de forma significativa.

No que se refere às secções das cordas junto ao pilar, de modo análogo ao verificado para a solicitação anterior, observa-se uma evolução do estado de tensão particularmente difícil de interpretar. No entanto, ao contrário do caso anterior, em que à passagem dos veículos rodoviários sobre o pilar P5 o estado de tensão induzido na corda inferior se aproximava de zero, à passagem da locomotiva, é a corda superior que se aproxima do estado de tensão nulo.

Não obstante as diferenças apontadas, comparando o nível médio de tensão induzido nas secções das cordas verifica-se, como seria de esperar, que os efeitos da passagem dos veículos rodoviários são cerca de metade dos decorrentes da passagem da locomotiva.

No que concerne às diagonais, verifica-se que o seu esforço é máximo alguns momentos antes da passagem da locomotiva pelo pilar P5, aproximando-se de zero, nesse instante, sendo a sua redução mais gradual, quando comparada com a passagem dos veículos rodoviários.

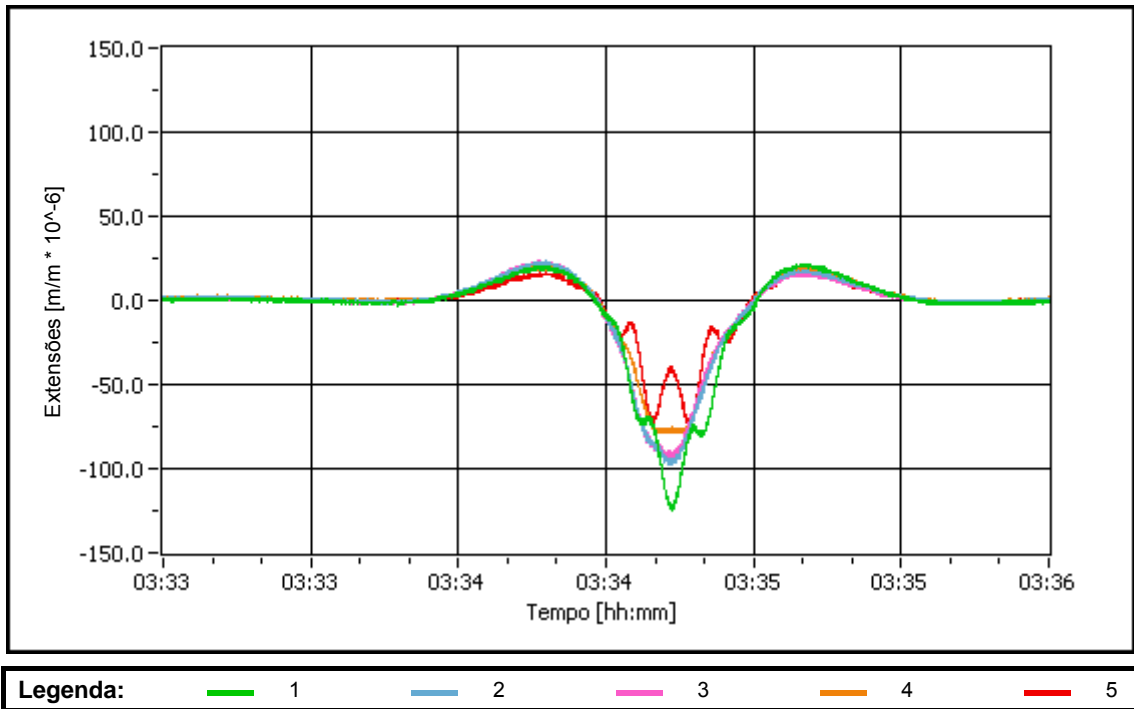


Figura 5.67 – Extensões da C. S. T6. V. J. durante o Percurso C2

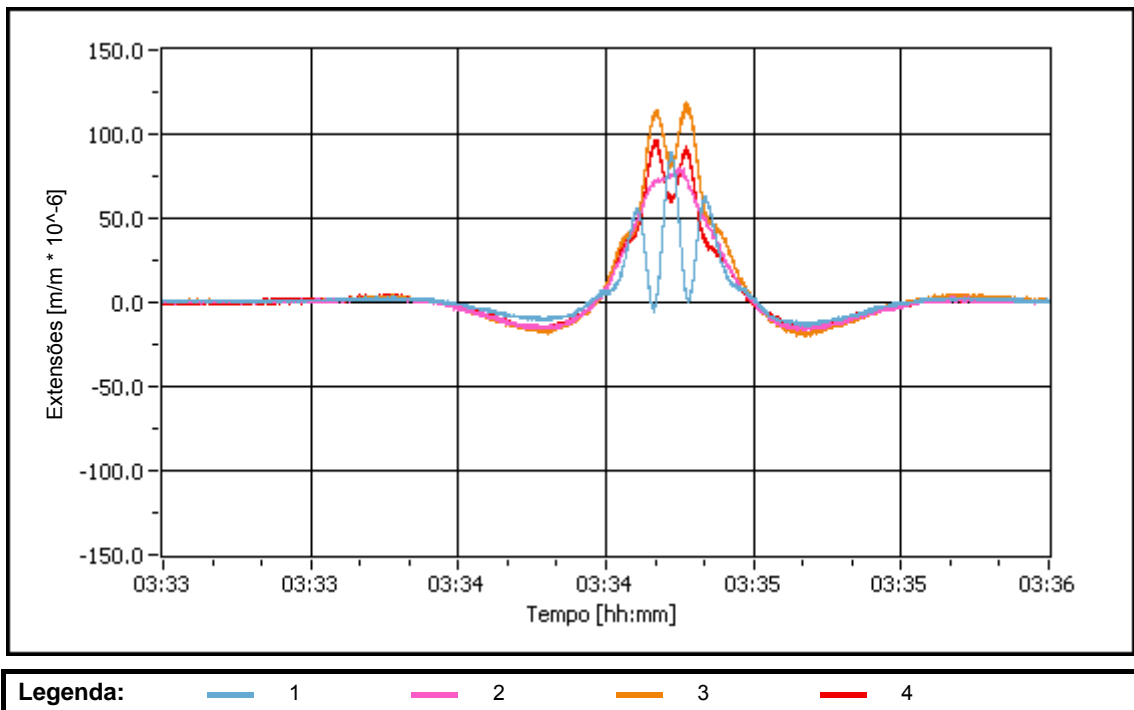


Figura 5.68 – Extensões da C. I. T6. V. J. durante o Percurso C2

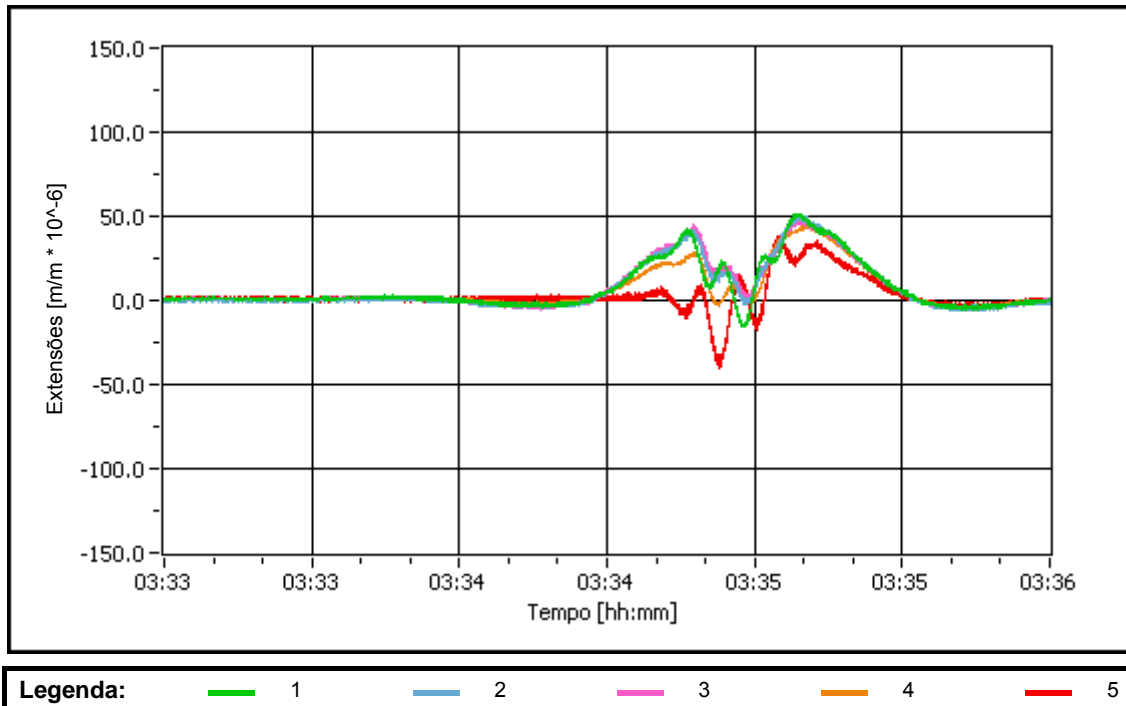


Figura 5.69 – Extensões da C. S. T6. P5. J. durante o Percurso C2

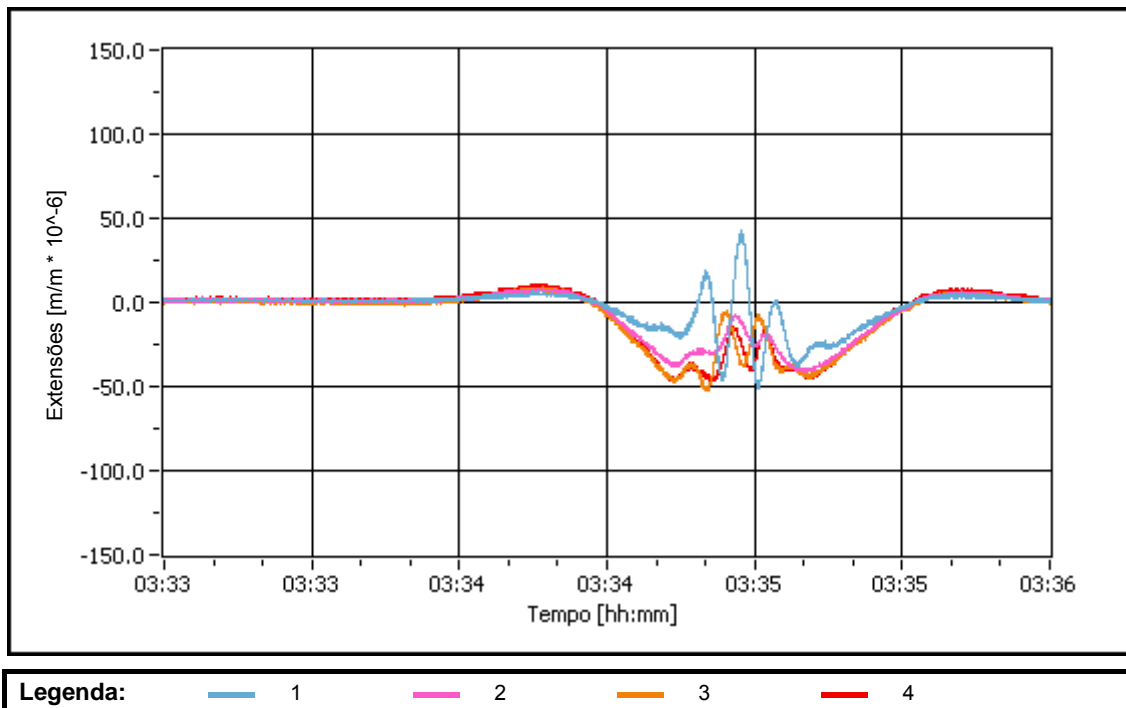


Figura 5.70 – Extensões da C. I. T6. P5. J. durante o Percurso C2

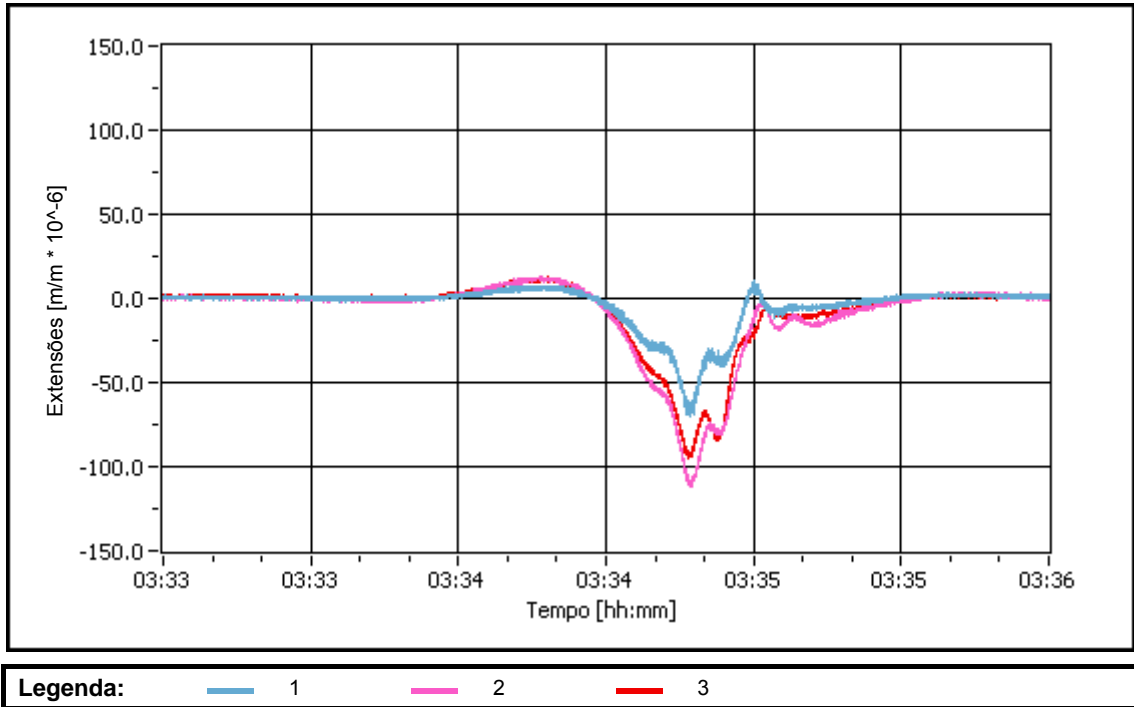


Figura 5.71 – Extensões da D1. T6. P5. J. durante o Percurso C2

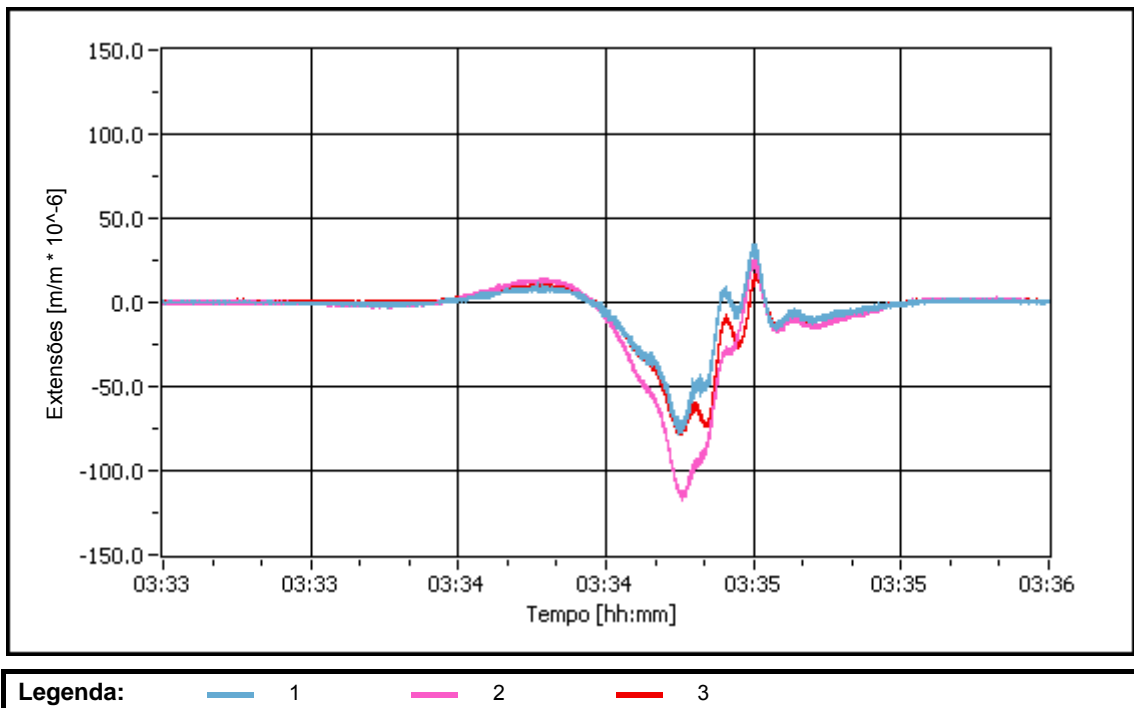


Figura 5.72 – Extensões da D2. T6. P5. J. durante o Percurso C2

As Figura 5.73 e Figura 5.74 ilustram, respectivamente, as extensões observadas nas secções da longarina ferroviária e do contraventamento ferroviário, durante a passagem da locomotiva no sentido Viana do Castelo – Porto, correspondente à segunda parte do Percurso C2.

Tendo por base os resultados apresentados anteriormente, nomeadamente os relativos às secções de meio-vão das cordas, verifica-se que a secção da longarina ferroviária instrumentada é particularmente solicitada, apresentando picos bem marcados, quando a locomotiva se encontra junto ao pilar P5, e portanto, junto à secção instrumentada. Por sua vez, a secção do contraventamento ferroviário é sensível não só aos carregamentos no tramo instrumentado, mas também nos tramos adjacentes.

Nas Figura 5.75 e Figura 5.76 apresentam-se as deformações registadas, respectivamente, a meio-vão do módulo do tabuleiro rodoviário e nas chapas que constituem o apoio do mesmo sobre as vigas principais, decorrentes do Caso de Carga 6. Neste caso de carga os camiões, a par, foram posicionados de modo a que os eixos traseiros estivessem colocados a meio-vão do módulo instrumentado.

Como se pode ver, o extensómetro localizado na fibra superior regista compressões e o da fibra inferior tracções, decorrente da flexão simples do módulo de tabuleiro. A diferença registada nos valores absolutos prende-se com o facto do centro de gravidade da secção transversal do módulo, em virtude da disposição das nervuras, se localizar próximo da fibra superior.

Como se pode ver, ao contrário dos sensores localizados a meio-vão, que só registam deformações quando o módulo de tabuleiro é directamente solicitado, os das chapas que constituem o apoio apresentam deformações para os casos de carga anterior e posterior, correspondentes a carregamentos a meio-vão. Apesar de os módulos de tabuleiro terem sido instalados para funcionarem de forma independente entre si, a fixação das chapas de apoio às cordas superiores pode constituir uma ligação com alguma rigidez que, ao deformar-se em conjunto com a corda a que está ligada, conduz às deformações observadas para os casos de carga adjacentes.

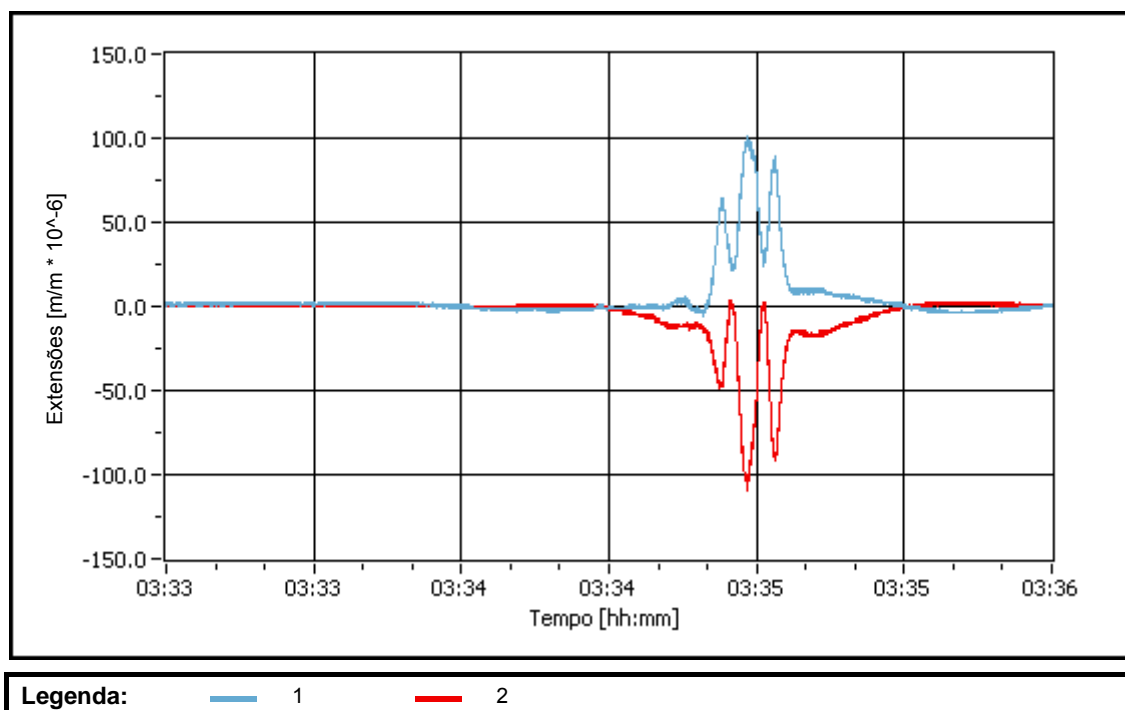


Figura 5.73 – Extensões da L. F. T6. P5. J. durante o Percurso C2

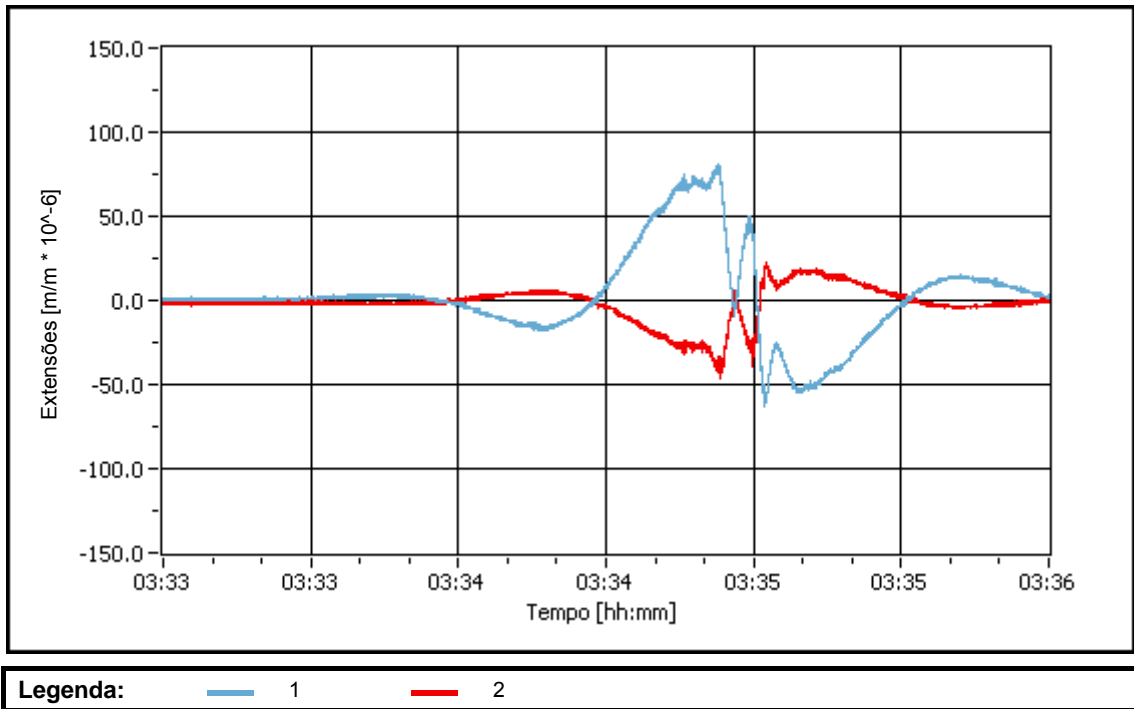


Figura 5.74 – Extensões da C. F. T6. P5. J. durante o Percurso C2

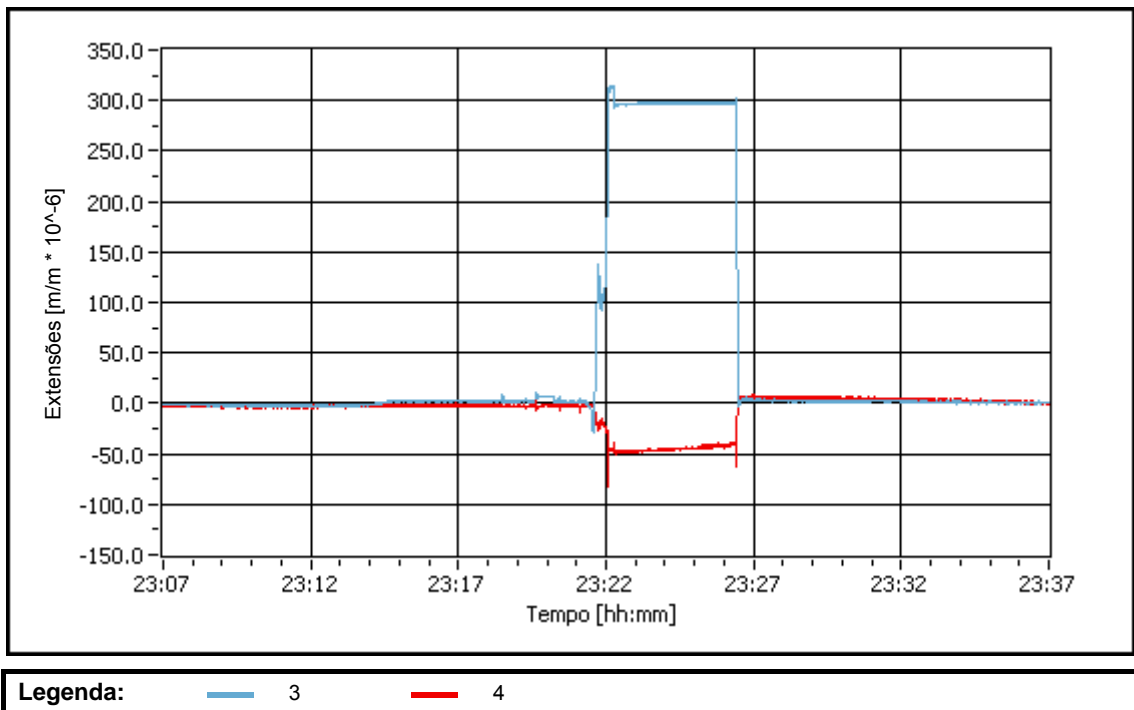


Figura 5.75 – Extensões do M2. Tab. T5. P5. J. Vão durante o Percurso A1

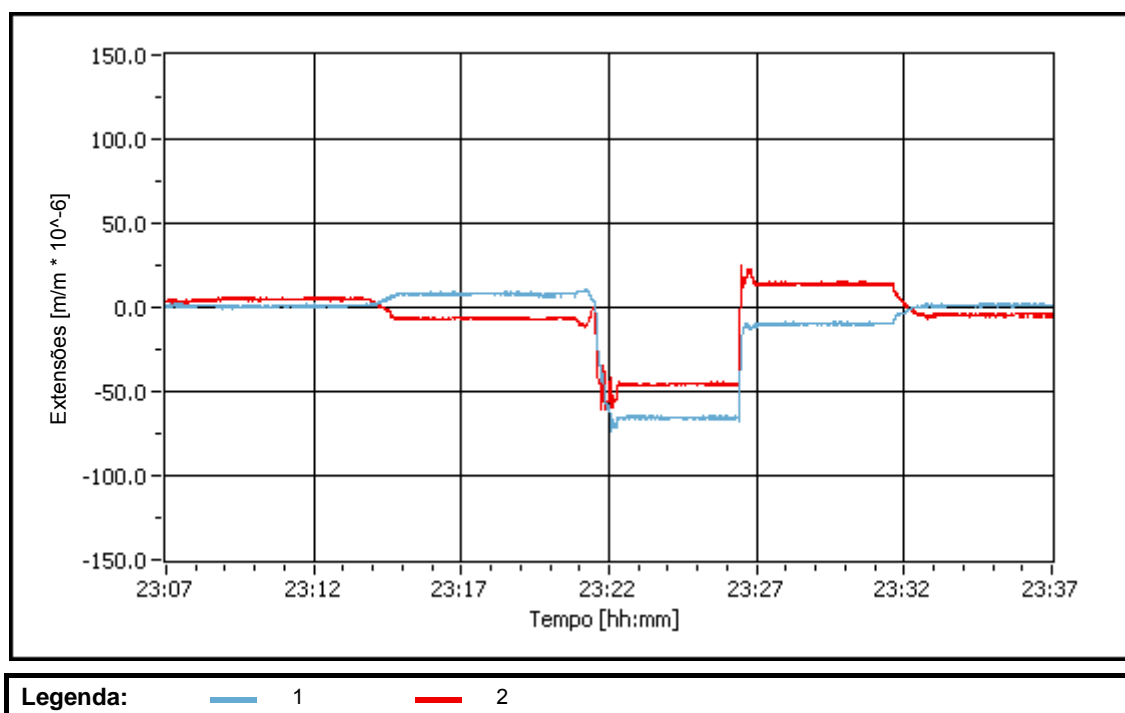


Figura 5.76 – Extensões do M2. Tab. T5. P5. J. Apoio durante o Percurso A1

5.3.4. POSTOS DE OBSERVAÇÃO

Os postos de observação compreenderam sistemas de aquisição que permitem a interrogação dos sinais provenientes dos sensores, armazenando localmente essa informação. A instrumentação da estrutura, tendo em vista o Ensaio de Carga, com sensores de base eléctrica e de base óptica implicou a instalação de postos de observação adequados a cada uma das tecnologias. Assim, no Ensaio de Carga da Ponte Eiffel foram utilizados equipamentos totalmente programáveis e de funcionamento autónomo dispensando ligação permanente a PC's, como são o *Data Taker* – para os sensores de base eléctrica – e os *Micron Optics* – para os sensores de base óptica (ver Secção 3.4.3).

Em virtude da significativa extensão ao longo da ponte na qual se instalaram sensores eléctricos, foi necessária a distribuição da aquisição desses sensores por dois postos de observação. Foram então instalados 3 postos de observação, 1 de base óptica, no pilar P5 e 2 de base eléctrica, um no pilar P5 e outro no pilar P9.

Associado ao equipamento de aquisição, instalou-se em cada um dos postos um computador portátil, como se pode ver na Figura 5.77, à esquerda, que permitiu o acompanhamento em tempo real, quer através de listagens numéricas, quer de representações gráficas, de todas as grandezas monitorizadas.

Na Figura 5.78 apresenta-se uma das representações gráficas observadas em tempo real, durante a realização do Ensaio de Carga. Este acompanhamento revela-se bastante útil na medida em que promove uma melhor coordenação durante a realização do ensaio e um controlo apertado de todo o sistema de medição.

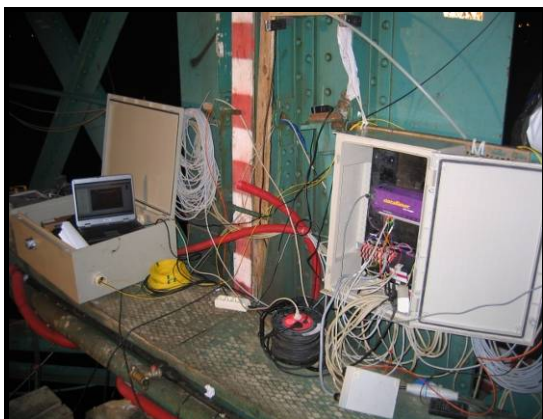


Figura 5.77 – Postos de observação, óptico e eléctrico, sobre o pilar P5

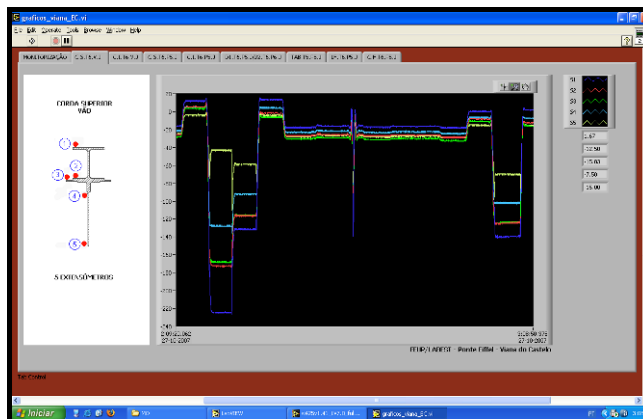


Figura 5.78 – Representação gráfica das extensões de uma secção, observada em tempo real

5.4. OBSERVAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO

5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para a aferição do comportamento dos aparelhos de apoio da Ponte Eiffel, foram observados os deslocamentos das juntas de dilatação. Este ensaio, fazendo parte do plano de ensaios acordado entre o LABEST, a Soares da Costa SGPS e a REFER visava a avaliação do comportamento dos novos aparelhos de apoio que foram instalados na ponte. Todavia, e decorrente do protocolo e das datas estabelecidas com a Soares da Costa SGPS, foi necessário antecipar o ensaio, tendo este decorrido ainda durante a substituição dos aparelhos de apoio. Não obstante, e tendo em conta que o objectivo do ensaio seria aferir o comportamento da estrutura com os novos aparelhos de apoio, o LABEST repetiu o ensaio numa altura em que todos os novos aparelhos de apoio haviam já sido instalados.

Assim, a observação do comportamento dos aparelhos de apoio da Ponte Eiffel foi realizada em duas fases distintas:

- Durante a substituição dos aparelhos de apoio;
- Após a substituição dos aparelhos de apoio.

Como se verá adiante, enquanto na Fase 1 a observação do comportamento das juntas de dilatação compreendeu quer as cordas superiores e inferiores, na Fase 2, em virtude de falta de condições de acesso, a observação dos deslocamentos da estrutura foi limitada apenas às cordas inferiores.

Visando a correlação entre os deslocamentos das juntas e as variações de temperatura, procedeu-se à monitorização dos deslocamentos nas juntas de dilatação e da temperatura em pontos considerados relevantes, tendo-se instalado para o efeito os sensores adequados à medição das seguintes grandezas:

- deslocamentos;
- temperaturas.

As medições efectuadas foram realizadas com sensores eléctricos – os deslocamentos através de LVDT's (ver Secção 3.4.2.2) e as temperaturas com sensores PT100 (ver Secção 3.4.2.5) – o que levou à utilização de sistemas de aquisição de base eléctrica. Uma vez que os sensores de deslocamento foram instalados, naturalmente, junto a cada um dos encontros, e em virtude do seu significativo afastamento, instalou-se um posto de observação em cada uma das extremidades da estrutura. Assim, e no sentido de minimizar os comprimentos dos cabos dos sensores, os valores da temperatura foram, também, observados junto aos encontros.

Na Fase 1 a monitorização das juntas de dilatação da Ponte Eiffel compreendeu a observação dos deslocamentos de cada uma das cordas junto aos dois encontros. Assim, foram instalados, num total de oito sensores, quatro LVDT's em cada encontro. A Figura 5.79 representa, de forma esquemática, a distribuição dos sensores num dos encontros.

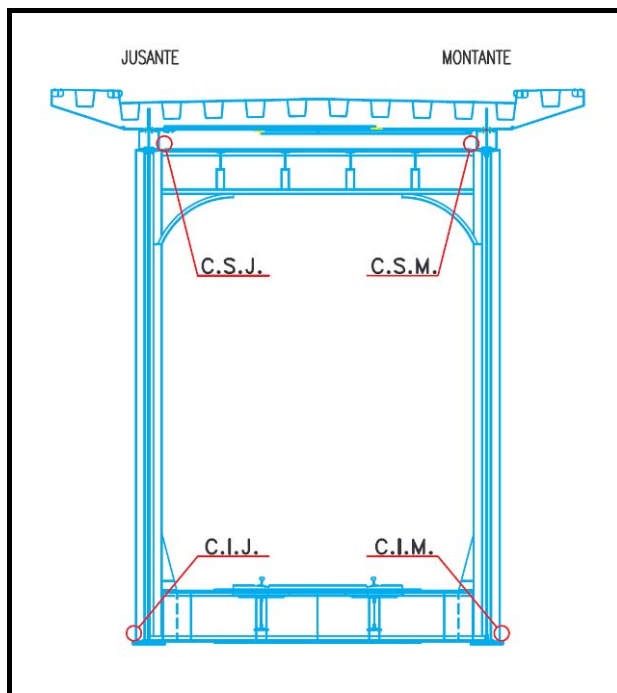


Figura 5.79 – Localização dos LVDT's nos encontros

Como se ilustra, respectivamente, na Figura 5.80 e na Figura 5.81, enquanto nas cordas superiores a instalação dos LVDT's se fez no lado interior da estrutura, nas inferiores fez-se pelo exterior. Em virtude do difícil acesso pelo interior, foi necessário acoplar à estrutura, do lado exterior, um suporte que permitisse o posicionamento do sensor na direcção da alvenaria do encontro.



Figura 5.80 – LVDT na Corda Superior



Figura 5.81 – LVDT na Corda Inferior

Esta particularidade na instalação conduziu a que os sensores da corda inferior fossem instalados a cerca de 1,20m da extremidade da estrutura.

Na Fase 2, em virtude das limitações de acesso às cordas superiores, apenas foram monitorizadas as cordas inferiores, tendo-se instalado para o efeito 4 LVDT's.

No que concerne à observação da temperatura, utilizou-se, durante a Fase 1, 6 sensores de temperatura – 4 sensores para a observação das temperaturas da estrutura e 2 sensores para a observação da temperatura ambiente. Instrumentaram-se as 4 longarinas da estrutura – cordas superiores e inferiores dos lados de jusante e montante – junto ao encontro E2. Observou-se ainda a temperatura ambiente em dois pontos distintos – um junto ao encontro E1 e outro junto ao encontro E2.

Na Fase 2, pelos motivos explicitados anteriormente, apenas as cordas inferiores foram monitorizadas. Por outro lado, e tendo em consideração os resultados obtidos na Fase 1, entendeu-se suficiente observar a temperatura ambiente apenas num ponto. Assim, foram, nesta fase, instalados apenas 3 sensores de temperatura – 2 para as cordas (jusante e montante) e 1 para a temperatura ambiente.

Nesta secção são apresentados os pontos monitorizados e os resultados, sob a forma de gráficos, dos movimentos das juntas de dilatação de cada um dos encontros da Ponte Eiffel. Associado aos gráficos dos movimentos das juntas (um por encontro) apresentam-se, no sentido de facilitar a sua interpretação, gráficos com a evolução dos valores da temperatura medidos.

Os deslocamentos apresentados nos gráficos correspondem a deslocamentos relativos à situação de maior contracção observada na estrutura durante a sua monitorização. Deste modo, o aumento do deslocamento corresponde a movimentos da estrutura no sentido dos encontros, isto é, situações de expansão da estrutura.

5.4.2. DURANTE A SUBSTITUIÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO

O Ensaio Ambiental realizado durante a substituição dos aparelhos de apoio – Fase 1 – decorreu entre os dias 26 de Dezembro de 2007 e 2 de Janeiro de 2008.

Antes de apresentar os resultados obtidos importa tecer algumas considerações no que concerne às condições de apoio da estrutura. Como se disse, durante o período em que decorreu esta fase do Ensaio Ambiental estavam em curso trabalhos no sentido de se proceder à substituição dos aparelhos de apoio da Ponte Eiffel, pelo que as condições ao longo das secções de apoio eram bastante diversas. As Figura 5.82 a Figura 5.86 ilustram as diferentes condições de apoio, descritas de forma detalhada no Quadro 5.X, encontradas na Ponte Eiffel no período em que se efectuou este ensaio.



Figura 5.82- Aparelho de apoio móvel, antigo



Figura 5.83 – Aparelho de apoio móvel, novo



Figura 5.84- Par de escoras, provisórias



Figura 5.85 – Escora, provisória



Figura 5.86 – Aparelho de apoio fixo, antigo

Quadro 5.X – Descrição dos aparelhos de apoio

Aparelho de apoio	Descrição
Aparelho de apoio móvel, antigo	Aparelho de apoio antigo com liberdade de rotação e de translação na direcção longitudinal
Aparelho de apoio móvel, novo	Aparelho de apoio novo com liberdade de rotação e de translação na direcção longitudinal
Par de escoras, provisórias	Par de escoras, com uma camada de teflon no topo, colocadas de forma provisória para se efectuar a substituição do aparelho de apoio
Escora, provisória	Escora, com uma camada de teflon no topo, colocada de forma provisória para se efectuar a substituição do aparelho de apoio
Aparelho de apoio fixo, antigo	Aparelho de apoio antigo com liberdade de rotação na direcção longitudinal

No Quadro 5.XI são apresentadas, de acordo com as designações explicitadas anteriormente, as condições de apoio de cada uma das secções.

Quadro 5.XI – Condições de apoio em cada uma das secções

Secção de apoio	Aparelho de apoio
Encontro E1	Escora, provisória
Pilar P1	Aparelho de apoio móvel, antigo
Pilar P2	Aparelho de apoio móvel, antigo
Pilar P3	Aparelho de apoio móvel, antigo
Pilar P4	Aparelho de apoio móvel, novo
Pilar P5	Aparelho de apoio fixo, antigo
Pilar P6	Par de escoras, provisórias
Pilar P7	Aparelho de apoio móvel, antigo
Pilar P8	Aparelho de apoio móvel, novo
Pilar P9	Aparelho de apoio móvel, antigo
Encontro E2	Escora, provisória

Nas Figura 5.87 a Figura 5.90 são apresentados os resultados obtidos durante a monitorização das juntas de dilatação da Ponte Eiffel durante a Fase 1. Associados aos gráficos que ilustram os deslocamentos observados, apresenta-se a evolução da temperatura em cada um dos pontos monitorizados.

Apesar de se ter iniciado o ensaio em ambos os postos no dia 26 de Dezembro, uma falha de energia impossibilitou o registo de leituras no Posto de Observação 2 (colocado junto ao Encontro E2) tendo-se assegurado o correcto funcionamento deste Posto a partir do dia 27.

Pelo facto de, durante grande parte do ensaio, se terem verificado condições meteorológicas pouco comuns para a época, como se pode constatar pela análise dos gráficos relativos às temperaturas, a estrutura foi sujeita a temperaturas superiores às esperadas. Deste modo, os deslocamentos observados suplantaram os expectáveis, pelo que, em alguns sensores e apenas em situações extremas de expansão ou contracção, o campo de medida foi ultrapassado.

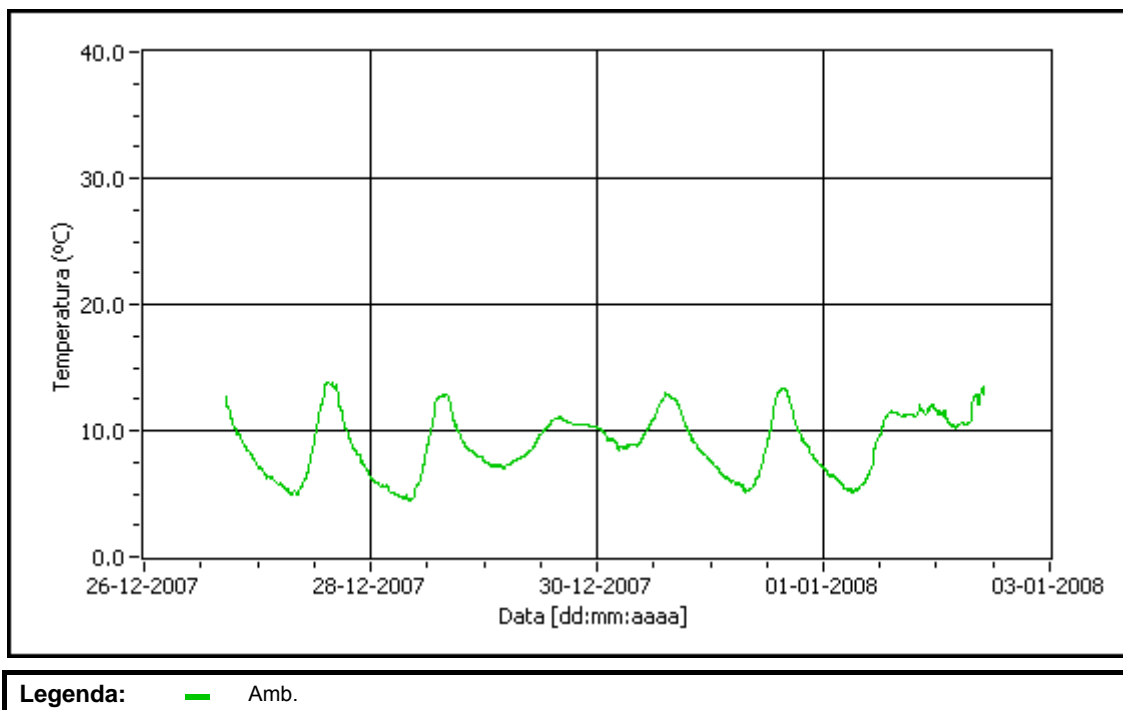


Figura 5.87 – Temperatura Ambiente junto ao Encontro E1

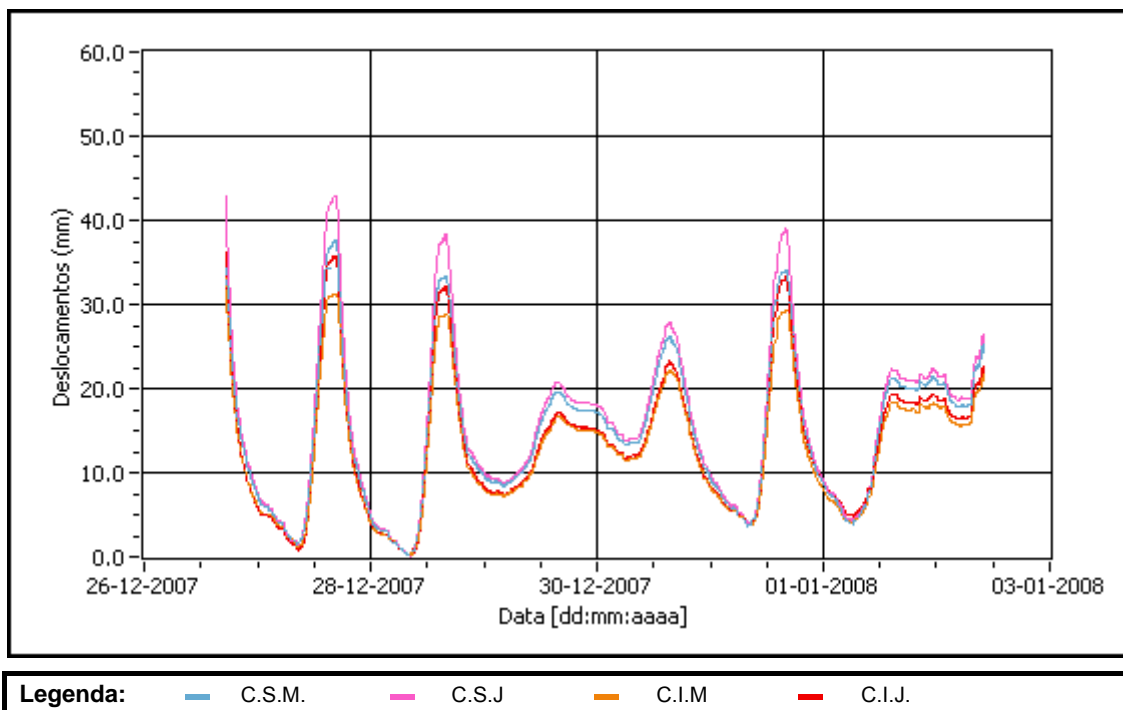


Figura 5.88 – Deslocamentos das juntas de dilatação junto ao Encontro E1

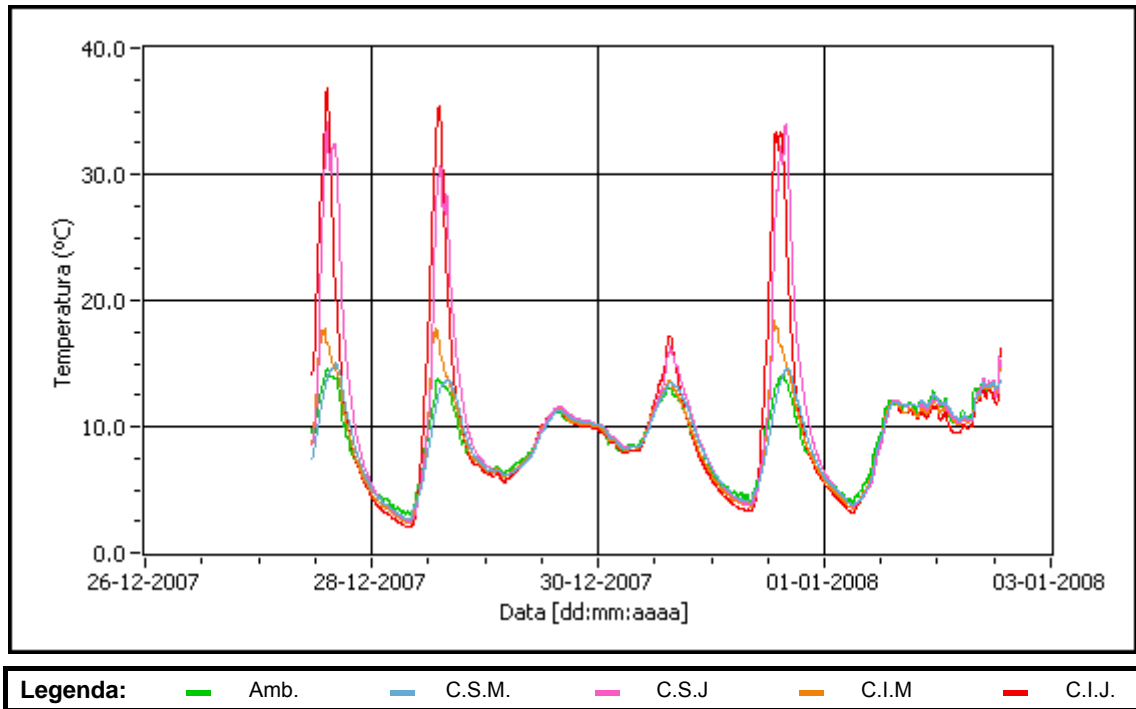


Figura 5.89 – Temperaturas, Ambiente e na Estrutura, junto ao Encontro E2

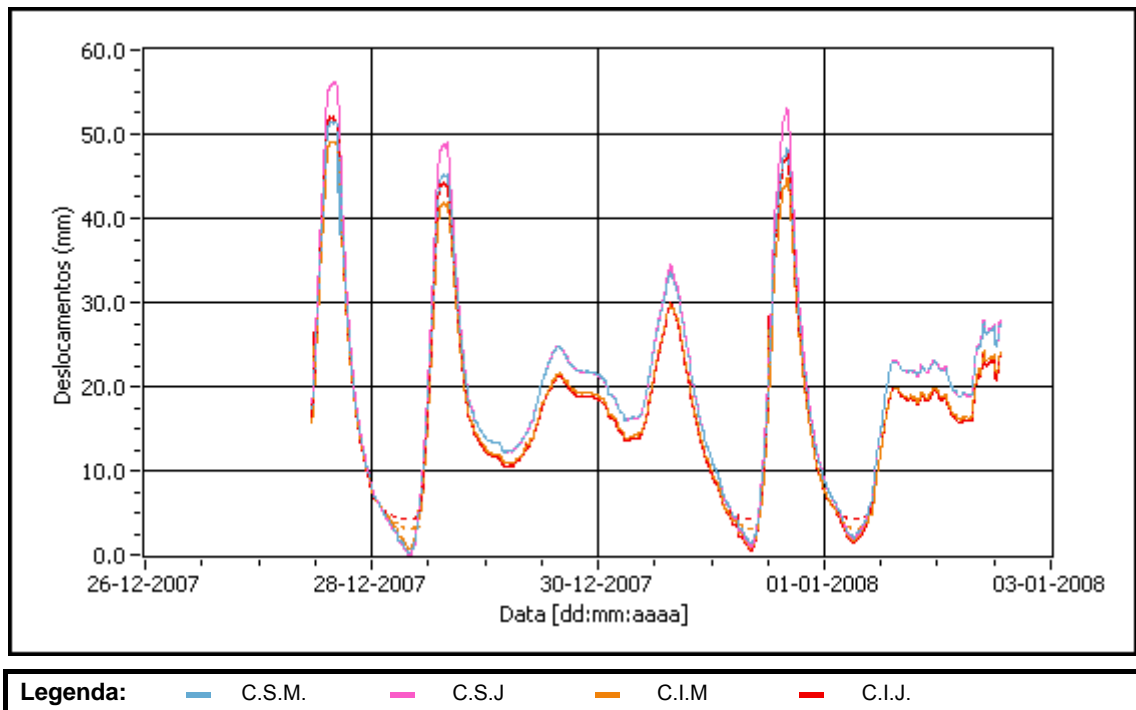


Figura 5.90 – Deslocamentos das juntas de dilatação junto ao Encontro E2

No entanto, por se tratarem de situações pontuais, como se disse, e tendo por base os sensores nos quais a medição se manteve dentro do campo de medida, facilmente se interpola os valores em falta. Deste modo, para os sensores e nos períodos em que o campo de medida foi ultrapassado, apresentam-se os valores medidos (desprovidos de significado físico), com linha interrompida com a cor respectiva.

Os resultados obtidos para a temperatura ambiente em cada um dos encontros, como seria de esperar, é praticamente coincidente, pelo que as temperaturas registadas junto ao Encontro E2 serão consideradas representativas de toda a estrutura.

A observação dos resultados permite desde logo constatar três aspectos fundamentais. Por um lado, os deslocamentos registados no Encontro E1 são, globalmente inferiores aos do Encontro E2. Por outro lado, em alguns dos dias em que decorreu o ensaio, as temperaturas nos diferentes pontos monitorizados são bastante díspares, o que não se repercutiu com a mesma amplitude nos deslocamentos da estrutura. Por último, os deslocamentos registados nas cordas superiores suplantam os observados nas cordas inferiores.

Como se viu, a Ponte Eiffel apresenta, na secção central apoios fixos, sendo todos os outros livres. Assim, associada a esta simetria estrutural, seria de esperar que os deslocamentos registados em cada um dos encontros fossem semelhantes. No entanto, como se disse, os deslocamentos observados no Encontro E1 são globalmente inferiores aos do Encontro E2. Neste contexto, importa aqui relembrar o que se disse relativamente às condições de apoio da estrutura no período do ensaio. Note-se que o lado da estrutura afecto ao encontro E1 apresentava três secções com aparelhos de apoio antigos (P1, P2 e P3), enquanto que a outra metade, apenas duas (P7 e P9). Como já se sabia, pela observação dos aparelhos de apoio, estes resultados levam a que se conclua que os aparelhos de apoio existentes restringiam, de algum modo, os movimentos da estrutura., o que motivou a sua substituição.

O outro aspecto a salientar dos resultados obtidos prende-se com as diferenças verificadas ao nível das temperaturas na estrutura e os seus reflexos nos deslocamentos. Observando as Figura 5.87 e Figura 5.89 pode verificar-se que a temperatura ambiente, durante o período de observação, não oscilou de forma muito significativa. Todavia, em alguns dos dias em que decorreu o ensaio, em resultado da insolação, a temperatura da estrutura, designadamente do lado de jusante, variou de forma significativa. Em virtude da orientação longitudinal, sensivelmente na direcção Norte-Sul, nas cordas do lado de Jusante, viradas para Poente, a temperatura chegou a ultrapassar os 35 °C enquanto que nas cordas do lado de montante a temperatura nunca ultrapassou os 20 °C. Note-se ainda a ligeira subida da temperatura na corda inferior do lado de montante durante a manhã, período em que está orientada para o sol. Não obstante esta diferença substancial nas temperaturas observadas, interessa chamar a atenção para o facto de essas diferenças não se repercutirem com a mesma amplitude nos deslocamentos das respectivas cordas. Em virtude da hiperestaticidade interna da estrutura, decorrente dos contraventamentos e dos diversos elementos transversais, pode concluir-se que as cordas nas quais a temperatura se faz mais sentir forçam o deslocamento das outras e, em sentido contrário, a expansão das primeiras é limitada pelas últimas.

Assim, em qualquer dos encontros, e em cada um dos níveis (superior e inferior), verificam-se maiores deslocamentos da corda de jusante do que da corda de montante. Outro aspecto a relevar refere-se ao facto de as cordas superiores apresentarem maiores deslocamentos do que as inferiores, apesar de não se verificar grandes diferenças ao nível da temperatura. Estes resultados podem mais uma vez ser explicados pelo facto de os aparelhos de apoio introduzirem alguma restrição ao deslocamento, impondo, naturalmente, restrições de maior monta ao nível das cordas inferiores.

5.4.3. APÓS A SUBSTITUIÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO

Em Abril, numa altura em que os aparelhos de apoio novos tinham já sido instalados, repetiu-se o ensaio. Todavia, e como se disse anteriormente, em virtude da dificuldade de acesso às cordas superiores, este realizou-se apenas nas cordas inferiores.

Como se pode ver na Figura 5.91 as temperatura não oscilaram de forma tão significativa como durante a Fase 1 do Ensaio. Por outro lado, apesar de ainda se registarem os efeitos da insolação, neste período as amplitudes térmicas não foram tão significativas. Ainda assim é possível detectar algumas diferenças de temperatura nas cordas que conduzem a diferenças nos deslocamentos registados.

Da observação dos resultados apresentados nas Figura 5.92 e Figura 5.93 é possível constatar um comportamento muito semelhante dos deslocamentos nas juntas de dilatação, indicando um funcionamento idêntico dos aparelhos de apoio de cada uma das partes da estrutura em análise. Ainda assim, os deslocamentos observados no encontro E2 foram superiores aos observados no Encontro E1.

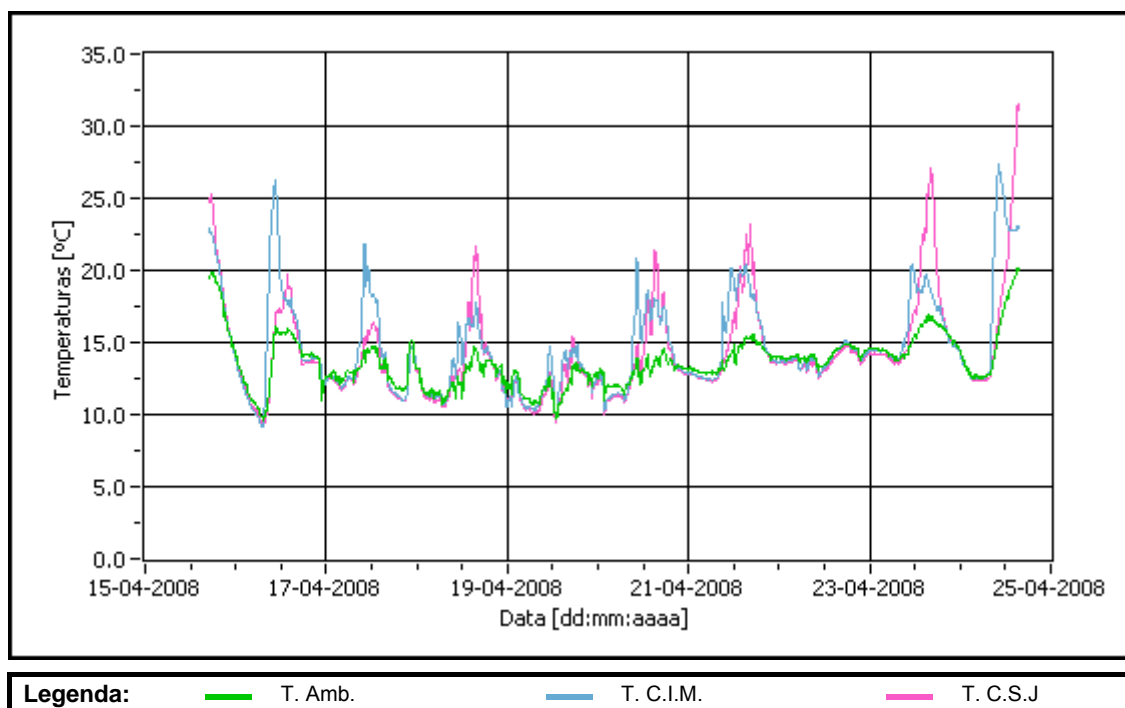


Figura 5.91 – Temperaturas, Ambiente e na Estrutura, junto ao Encontro E2

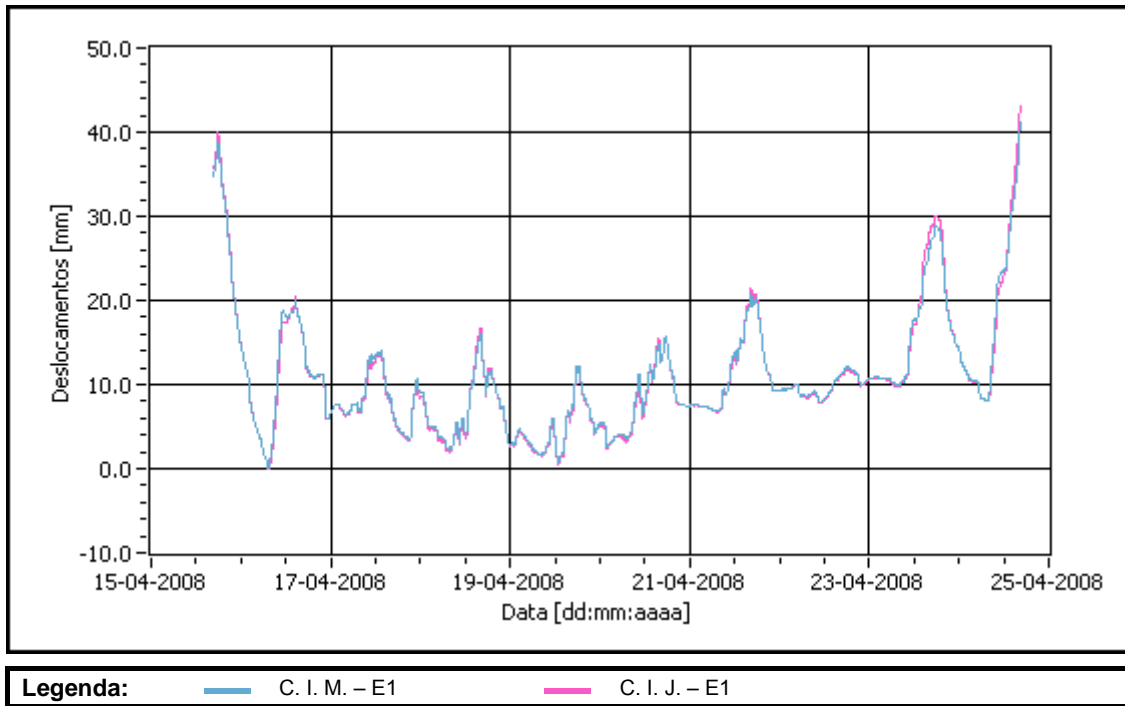


Figura 5.92 – Deslocamentos das juntas de dilatação junto ao Encontro E1

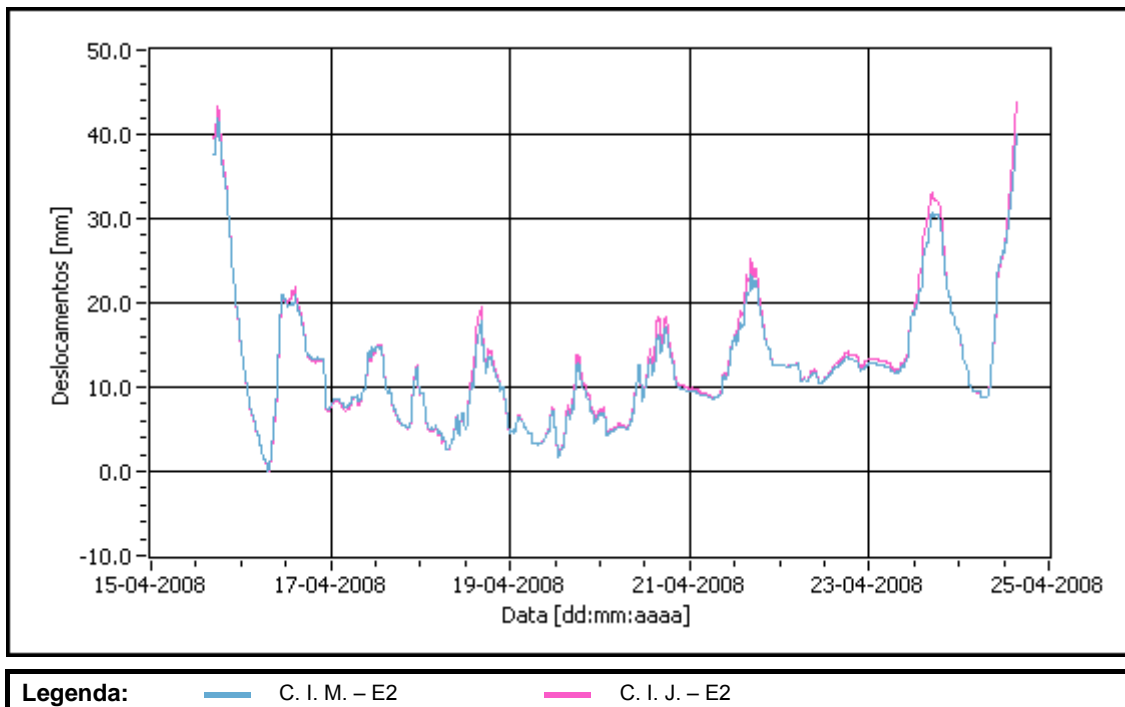


Figura 5.93 – Deslocamentos das juntas de dilatação junto ao Encontro E2

6

O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE EIFFEL

6.1. INTRODUÇÃO

A avaliação e a compreensão do comportamento em serviço de uma estrutura é fundamental no sentido de uma correcta aferição da sua integridade e segurança estrutural. Para o estudo do comportamento das estruturas é corrente a utilização de modelos numéricos e actualmente, cada vez mais, o recurso a resultados experimentais revela-se um complemento bastante útil.

Os avanços que se têm verificado nos últimos anos ao nível dos recursos informáticos disponíveis têm permitido a construção de modelos numéricos cada vez mais complexos. Com efeito, o avanço destas tecnologias tem permitido o desenvolvimento de programas de cálculo que possibilitam a obtenção de resultados de uma forma cada vez mais rápida e eficiente. Com um modelo numérico adequado é possível analisar não só as condições correntes de serviço e a segurança estrutural, como também especular e avaliar os efeitos e consequências de avarias, acções não correntes, etc. Nesta medida, os modelos numéricos assumem-se como ferramentas poderosas na avaliação de estruturas.

Ainda assim, é fundamental ter presente que os modelos numéricos não são mais do que representações da realidade. Assim, mais do que modelos altamente complexos, pretende-se dispor de modelos, ainda que algo simplificados, que representem de forma adequada a realidade. Neste contexto, de forma a representar adequadamente as condições reais da estrutura, é fundamental conhecê-las. Assim, os resultados da observação experimental das estruturas constituem uma poderosa ferramenta no sentido de aferir a correspondência do modelo numérico com a realidade. Com efeito, a confrontação dos resultados experimentais com os resultados numéricos permite não só a aferição da adequabilidade dos modelos elaborados, como também detectar avarias e desvios no comportamento da estrutura.

Por outro lado, muitas vezes, os resultados experimentais por si só não permitem a compreensão e avaliação de forma adequada do comportamento estrutural. De facto, sem o auxílio de um modelo numérico apropriado, a interpretação dos resultados obtidos experimentalmente pode constituir uma tarefa profundamente complexa, ficando frequentemente muitos dos efeitos por compreender. Assim, a análise das estruturas com base em resultados experimentais e numéricos possibilita, por um lado, conhecer a resposta efectiva da estrutura, e por outro, compreender os fenómenos que conduzem ao comportamento observado.

Neste contexto, no presente capítulo discute-se o comportamento estrutural da Ponte Eiffel com base nos resultados experimentais obtidos durante a campanha de ensaios levados a cabo, apresentados no Capítulo 5, e num modelo numérico devidamente calibrado para o efeito.

Os ensaios experimentais levados a cabo compreenderam a observação do comportamento da estrutura em serviço, pelo que se desenvolveu um modelo numérico que se adequasse às condições reais de funcionamento da estrutura. Neste contexto, além dos aspectos genéricos da modelação, em que se apresentam as hipóteses admitidas para o desenvolvimento do modelo, são discutidos alguns aspectos particulares da modelação que permitiram uma correspondência adequada entre o modelo e as condições efectivas da estrutura, designadamente os aparelhos de apoio, o sistema de pré-esforço e o tabuleiro rodoviário.

Dada a singularidade da estrutura em estudo, no sentido de facilitar a compreensão dos resultados a discutir posteriormente, procedeu-se, desde logo, a uma análise de sensibilidade em que se comparam as linhas de influência de rotações e deslocamentos verticais de uma peça linear e da Ponte Eiffel. Durante o estudo realizado constatou-se ainda que o sistema de pré-esforço exterior da ponte é um factor decisivo no comportamento da estrutura, em especial sob a acção da temperatura. Assim, discute-se algumas das particularidades do seu efeito sobre a estrutura.

A análise do comportamento da Ponte Eiffel, em concordância com as fases de ensaios apresentadas no Capítulo 5, compreendeu:

- A avaliação dos efeitos da temperatura;
- A análise dos resultados obtidos durante as obras de reabilitação;
- A avaliação do comportamento sob a acção de cargas conhecidas.

Note-se que apesar de se tratar das mesmas fases tratadas no capítulo anterior, por questões de conveniência de estudo do comportamento da Ponte Eiffel, se inverteu a sua ordem de discussão.

A avaliação do comportamento da estrutura sob a acção da temperatura compreendeu, em correspondência com a análise experimental levada a cabo, o estudo dos seus efeitos após a substituição dos aparelhos de apoio e durante o período em que decorreram os trabalhos de substituição. A análise efectuada assentou fundamentalmente no estabelecimento de correlações entre os deslocamentos observados e as temperaturas medidas.

Como se viu no Capítulo 5, os resultados experimentais obtidos durante as obras de reabilitação não promoviam uma compreensão imediata. Assim, com o apoio do modelo numérico procurou-se compreender os resultados obtidos e avaliar os efeitos que as obras possam ter introduzido na estrutura. Com base nos resultados obtidos e nas conclusões apresentadas, discute-se, ainda que de forma breve, a adequação do sistema aplicado tendo em vista o acompanhamento e controlo da integridade estrutural da Ponte Eiffel.

Por fim, é discutido o comportamento da Ponte Eiffel sob a acção de cargas conhecidas. Como se viu, os resultados experimentais das grandezas observadas, designadamente flechas, rotações em secções de apoio e deformações em secções de barras críticas, apresentavam, em geral, boa qualidade. No entanto, alguns deles carecem de um estudo mais aprofundado no sentido de se compreender não só a sua grandeza, mas fundamentalmente a sua evolução. Com efeito, nas linhas de influência obtidas experimentalmente detectam-se algumas singularidades que importa perceber. Assim, o estudo do comportamento da Ponte Eiffel incidirá essencialmente na confrontação dos resultados das linhas de influência obtidas experimentalmente, com os efeitos observados no modelo numérico de posições sucessivas de carga, que reproduzam as condições do ensaio.

6.2. A MODELAÇÃO NUMÉRICA

6.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os modelos numéricos constituem nos dias de hoje, em virtude dos progressos verificados ao nível do cálculo automático, ferramentas poderosíssimas no estudo do comportamento das estruturas. Os modelos numéricos devem ser suficientemente complexos de modo a reflectirem de forma adequada os efeitos secundários e os pontos de concentração de tensões, devendo, no entanto, ser suficientemente simples para a aplicação prática. A modelação de toda a estrutura com elementos de casca permitiria obter resultados de elevada precisão. Contudo, os recursos informáticos necessários numa modelação deste género tornam este tipo de modelos impraticáveis. A modelação de estruturas treliçadas através de elementos de barra, exigindo recursos informáticos relativamente modestos, conduz, em geral, a boas soluções. Contudo, algumas vezes, a precisão obtida não é a mais adequada, em especial para a análise das tensões nas zonas das ligações [47].

Os regulamentos modernos de projecto e análise de estruturas metálicas, de que é exemplo o EC3 – Eurocódigo 3 –, contemplam as estruturas com ligações rebitadas, não dando, contudo, informação completa. Por outro lado, as normas antigas são bastante incompletas no que concerne aos fenómenos de instabilidade, cobrindo apenas as análises elásticas. Assim, nas análises levadas a cabo ter-se-á em consideração algumas das prescrições genéricas do EC3.

Ao nível da análise global, o EC3 refere que para determinar os esforços internos e momentos de todas as combinações persistentes ou transitórias, com excepção das acções acidentais, deve levar-se a cabo uma análise elástica. Se esta prescrição parece ser razoável para o projecto de novas estruturas, para a avaliação estrutural de pontes existentes, factores económicos podem justificar alguma flexibilidade na adopção deste critério em Estado Limite Último, podendo ser apropriada apenas para uma avaliação inicial. Para análises em Estado Limite de Serviço e Fadiga, a análise elástica deve ser usada para todos os níveis da avaliação. Assim, a modelação da estrutura e o tipo de análise a efectuar deve corresponder ao estado limite considerado.

Em geral, as estruturas treliçadas são modeladas com nós rotulados para as verificações em Estado Limite Último, mas para as verificações em Estado Limite de Serviço ou de Fadiga deve considerar-se a continuidade dos nós.

As carlingas e as longarinas secundárias são, em geral, ligadas na alma através de cantoneiras, considerando-se uma ligação sem continuidade. Com efeito, elas são projectadas para transmitirem apenas esforços de corte. No entanto, estas ligações estão sujeitas a momentos flectores de 2.^a ordem, considerando-se frequentemente que estas ligações apresentam uma flexibilidade rotacional suficiente, sem desenvolver apreciáveis momentos flectores. Se esta consideração é aceitável para uma análise em Estado Limite Último, numa análise da resistência à fadiga os momentos devem ser considerados. Na verdade, esta ligação funciona como semi-rígida, com rigidez relativamente alta, apesar de baixa resistência.

Note-se que a análise da resistência à fadiga nestas ligações requer uma análise em modelos de elementos finitos mais refinados no sentido de se contabilizar as tensões decorrentes dos momentos flectores de 2.^a ordem. Estes modelos mais refinados são recomendados também no caso de se terem de levar a cabo reforços e reparações [12].

No que se refere aos efeitos das acções importa ter presente o seguinte. Nos corpos em que as acções aplicadas provoquem deformações suficientemente pequenas para poderem ser consideradas infinitesimais e que, além disso, são constituídos por materiais em que a relação entre a tensão e a extensão é linear (isto, é, a tensão não ultrapassa a tensão limite de proporcionalidade), a relação entre

a intensidade de uma força e os deslocamentos que ela provoca é linear, isto é, os deslocamentos são proporcionais às forças que os provocam.

O acréscimo de deslocamento provocado por um acréscimo de força que o provoca é, por conseguinte, independente do valor inicial dessa força. Como, além disso, a geometria da estrutura não se alterou senão infinitesimalmente por acção de outras forças anteriormente aplicadas (princípio da geometria inicial ou linearidade geométrica), pode afirmar-se que nestas condições (linearidade material e geométrica) o efeito da aplicação de uma força é independente do facto de já estarem ou não aplicadas outras forças à estrutura. Por consequência os efeitos da aplicação de diversos sistemas de forças à estrutura podem ser calculados separadamente e adicionados – Princípio da Sobreposição dos Efeitos [48].

6.2.2. O MODELO NUMÉRICO DA PONTE EIFFEL

O modelo numérico desenvolvido para a análise do comportamento estrutural da Ponte Eiffel teve por base os elementos fornecidos pela REFER, descritos no capítulo 4, e os elementos constantes de um modelo numérico de base, já existente, reproduzindo as condições anteriores à realização dos trabalhos de reabilitação, que puderam ser confrontados com as reais condições da estrutura durante as diversas visitas realizadas à obra. Deste modo foi possível proceder à caracterização rigorosa da geometria da estrutura e das secções das barras que a compõem.

A análise numérica da estrutura assentou num modelo tridimensional em que todos os elementos estruturais foram modelados com elementos de barra, possuindo os nós de extremidade 6 graus de liberdade. Em conformidade com o que foi referido anteriormente, uma vez que o estudo a realizar consistia na avaliação do comportamento da estrutura em serviço, admitiu-se a existência de continuidade nos nós. Assim, à excepção dos elementos que simulam o tabuleiro (cujas razões serão apresentadas adiante), todos os outros foram modelados com compatibilidade de deslocamentos e rotações das extremidades das barras que concorrem nos nós, promovendo a transmissão de todos os esforços entre elementos. A Figura 6.1 ilustra, em perspectiva, um dos tramos do modelo numérico desenvolvido no software comercial SAP2000 [49].

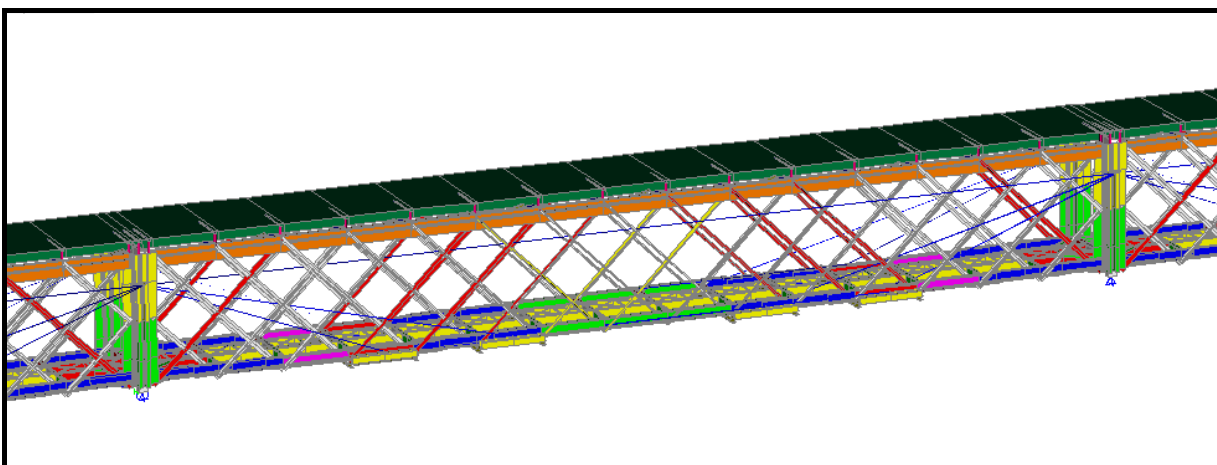


Figura 6.1 – Modelo numérico em perspectiva

A posição relativa dos eixos das barras que concorrem nos vários nós, resultante da materialização das ligações das peças da estrutura reticulada, foi respeitada através do deslocamento adequado dos baricentros das secções em relação aos eixos de referência. Deste modo foi possível simular com alguma razoabilidade os efeitos, nomeadamente flexão e torção dos elementos, decorrentes da excentricidade dos esforços axiais e transversais que se equilibram nos nós. Este aspecto é ilustrado na Figura 6.2, onde se pode observar, por exemplo, o desfaseamento entre o eixo das carlingas e o eixo das longarinas ferroviárias, reproduzindo-se assim as reais condições da estrutura.

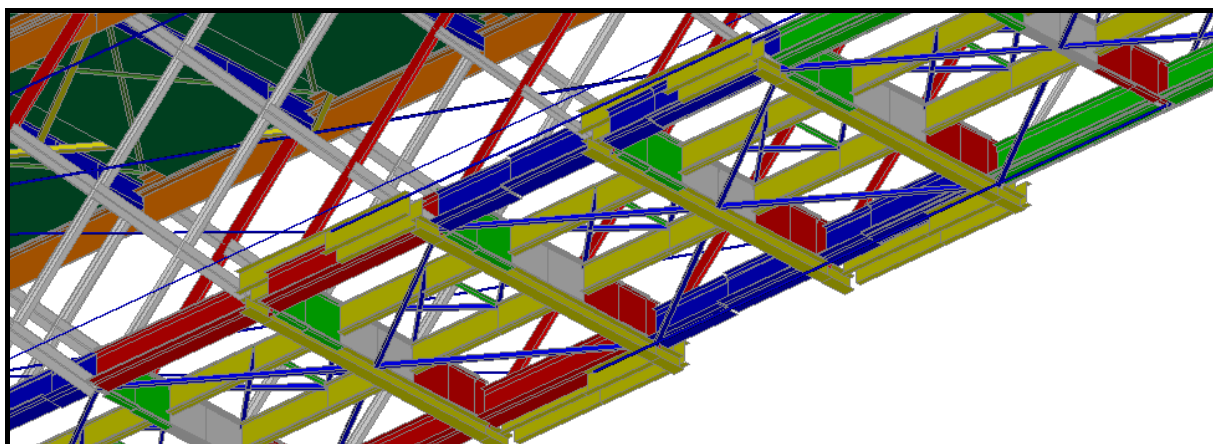


Figura 6.2 – Pormenor ilustrativo do deslocamento do eixo de referência das secções

Os pilares e os encontros, materializados em alvenaria, por se considerar que as suas deformações são desprezáveis face às da estrutura metálica, não são modelados, estabelecendo-se as condições fronteira da estrutura ao nível dos aparelhos de apoio. Numa primeira fase da análise admitiu-se que os apoios, à excepção dos apoios sobre o pilar central (apoios fixos), não impunham qualquer restrição ao movimento na direcção longitudinal, estando a translação impedida nas restantes direcções (transversal e vertical). Todavia, como se verá adiante, verificou-se que os aparelhos de apoio antigos restringiam, de certo modo, a translação pelo que houve necessidade de introduzir apoios elásticos de forma a induzir algum impedimento ao movimento de translação. Após algumas simulações e tendo em conta, por um lado o estado avançado de degradação dos aparelhos de apoio, e por outro, a dificuldade em avaliar o comportamento de cada um dos aparelhos de apoio de forma individualizada, admitiu-se que cada um dos apoios elásticos apresentava a rigidez indicada no Quadro 3.I.

Quadro 6.I – Rigidez das molas a introduzir nos aparelhos de apoio

Secções de Apoio	Rigidez dos apoios elásticos (kN/m)
E1 e E2	6000
P1 e P9	7500
P2 e P8	10000
P3 e P7	15000
P4 e P6	30000
P5	Apoio fixo

Note-se que as restrições introduzidas pelos aparelhos de apoio são fundamentalmente devidas ao atrito entre os elementos de contacto, não tendo, portanto um comportamento elástico. Assim, com a rigidez adoptada para as molas procurou-se que, para os efeitos da temperatura, as forças introduzidas na estrutura, decorrentes da restrição imposta pelos apoios elásticos, fossem semelhantes em todos os aparelhos de apoio. Note-se que a assunção de igual rigidez em todos os aparelhos de apoio conduziria a forças substancialmente maiores nos aparelhos de apoio mais afastados do centro da estrutura, o que, tendo em conta a natureza da restrição, não parece ser a melhor representação da realidade.

Outro aspecto tido em consideração na modelação dos aparelhos de apoio prendeu-se com o ponto de aplicação das referidas forças. Na Figura 6.3 procura-se ilustrar os pressupostos admitidos na simulação dos aparelhos de apoio.

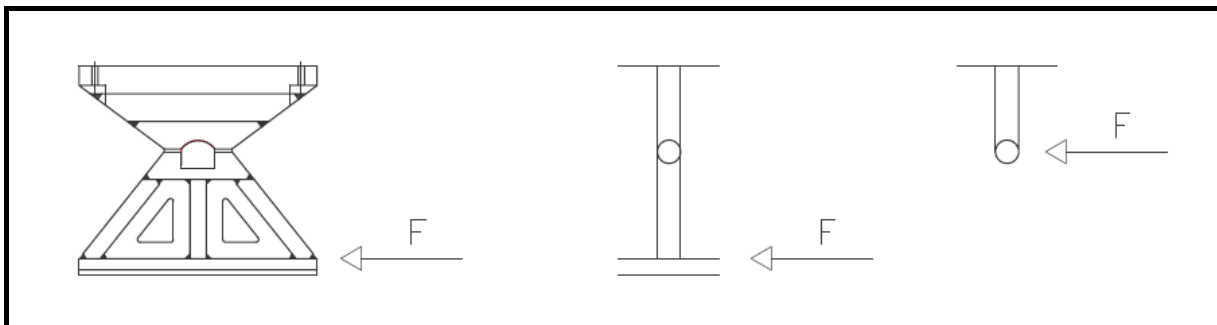


Figura 6.3 – Representação esquemática da modelação dos aparelhos de apoio

Como se pode ver, admite-se que a restrição resulta na introdução de uma força ao nível da base do aparelho de apoio, que se transmite através da rótula do mesmo. Estas considerações permitem reproduzir a excentricidade das forças aplicadas pelos aparelhos de apoio que, considerando o aparelho de apoio nos nós de intersecção das barras, não seria tida em conta. Assim, além das forças horizontais aplicadas pelos aparelhos de apoio, são introduzidos momentos sobre a estrutura, decorrentes da referida excentricidade. É de salientar que as simulações levadas a cabo permitiram concluir que, não sendo decisivo, este aspecto permitiu um melhor ajuste dos resultados numéricos aos resultados experimentais.

No que concerne à modelação do tabuleiro rodoviário, admite-se que os módulos metálicos, dado a forma como foram fixos à estrutura existente (assentes em placas de neoprene colocadas sobre a corda superior) e por se tratar de elementos discretos, constituem-se como uma sub-estrutura independente, não contribuindo para a rigidez global da estrutura. Assim, o tabuleiro rodoviário pode ser assumido como uma sobrecarga permanente sobre a estrutura.

Não obstante, é importante ter presente que as sobrecargas rodoviárias são transmitidas à estrutura global através desta sub-estrutura, pelo que na aplicação das referidas sobrecargas no modelo numérico há que ter em atenção o modo de transmissão dos esforços. Como se viu, os módulos de tabuleiro assentam sobre 4 apoios de neoprene localizados nos nós de intersecção das diagonais e das cordas superiores, pelo que, qualquer carga aplicada num módulo do tabuleiro rodoviário será distribuída pelos referidos nós de apoio, sem introdução de momentos nos mesmos. Assim, atendendo a este aspecto e ao facto de cada módulo funcionar independentemente dos restantes, o tabuleiro rodoviário foi modelado através de uma grelha de barras, sem continuidade nos nós, que se apoia nos

nós de concorrência das diagonais com as cordas superiores. Assim, foi possível garantir que não seriam transmitidos esforços de flexão às cordas.

No sentido de que a contabilização do peso próprio se efectuasse de forma automática pelo programa de cálculo estrutural, admitiu-se que a massa estava toda concentrada nas barras longitudinais, tendo-se considerado que a área da sua secção transversal seria igual à área da secção transversal dos módulos de tabuleiro.

Note-se que a consideração do tabuleiro rodoviário desta forma, para além de permitir desde logo a contabilização automática do peso próprio pelo programa de cálculo utilizado, facilita a determinação de linhas de influência. Com efeito, a aplicação de cargas verticais em qualquer módulo de tabuleiro é correctamente transmitida à estrutura global, permitindo definir sucessivas posições ao longo das barras longitudinais e rapidamente determinar as linhas de influência pretendidas.

No que se refere à modelação do pré-esforço exterior, as barras foram modeladas como elementos de barra com continuidade nos nós de extremidade. Apesar de esta consideração não corresponder de forma rigorosa à realidade, uma vez que estes elementos não transmitem esforços de flexão, os momentos observados, decorrentes da sua reduzida rigidez, são considerados desprezáveis. No que concerne aos efeitos da pós-tensão dos cabos, estes são contabilizados através de uma deformação imposta, correspondente à tensão introduzida nos cabos. Os efeitos de todas as outras acções poderão ser somados a estes, uma vez que, como se verá, as deformações observadas são suficientemente pequenas quando comparadas com as dimensões dos elementos, sendo válido, portanto, o princípio da sobreposição de efeitos. Note-se contudo, que a soma de todos os efeitos das acções não deverão em caso algum, dada a natureza destes elementos, introduzir esforços de compressão nas barras que simulam o pré-esforço exterior.

Na modelação, e procurando traduzir a configuração real, o pré-esforço é interrompido em cada tramo nas secções sobre os pilares, não havendo deslizamento das barras. Nos desviadores colocados nas secções intermédias dos tramos é admitido o escorregamento da barra pelo que o movimento horizontal desse nó da barra é independente dos deslocamentos horizontais da estrutura metálica.

Nos encontros, os cabos de pré-esforço são fixados fora da estrutura metálica, a um pilar exterior. A reacção horizontal é equilibrada através de ancoragens no terreno, modeladas através de apoios duplos.

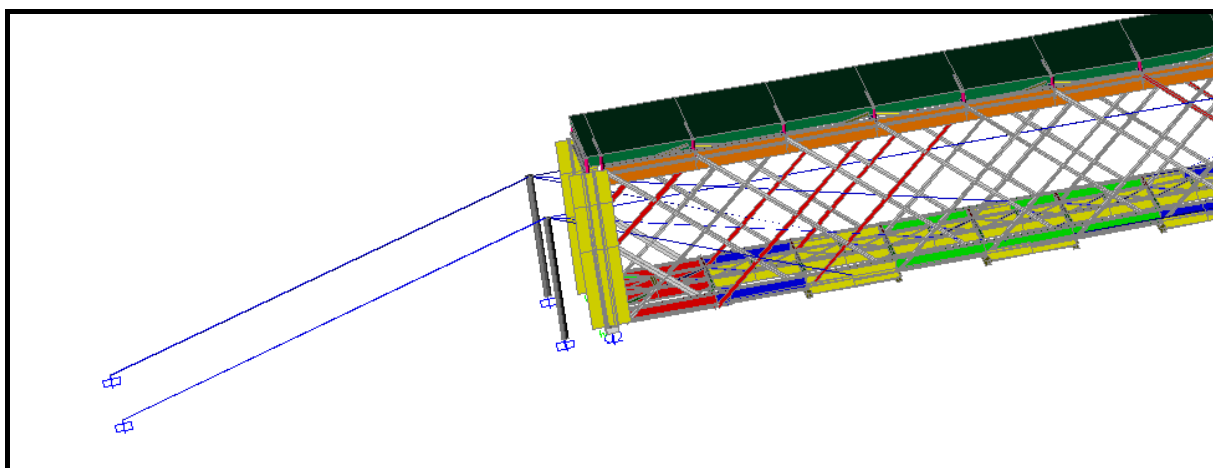


Figura 6.4 – Pormenor da ligação dos cabos de pré-esforço ao exterior

Como se viu anteriormente a Ponte Eiffel foi sendo, ao longo da sua história, sujeita a obras de beneficiação e de reforços. Assim, muitos dos elementos presentes na estrutura não são constituídos pelo material original – ferro pudelado. Os módulos de elasticidade empregues para os diferentes elementos, tendo em consideração o exposto no capítulo 4, foram os descritos no Quadro 6.II.

Quadro 6.II – Módulos de Elasticidade adoptados no modelo numérico para os materiais

Elementos	Material	Módulo de Elasticidade (GPa)
Elementos antigos	Ferro Pudelado	180
Elementos de reforço	S235	210
Módulos do tabuleiro	S355	210
Desviadores de pré-esforço	S355	210
Barras de pré-esforço	A950/1050	190

Como os reforços que foram aplicados a algumas barras da estrutura foram realizados com um aço do mercado actual, com propriedades distintas do material inicial, houve a necessidade de se proceder à homogeneização das secções de todas as barras reforçadas. Este cálculo é efectuado de forma automática pelo programa de cálculo utilizado.

6.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO COMPORTAMENTO DA PONTE EIFFEL

Como se viu, estruturalmente, a Ponte Eiffel é uma viga metálica contínua. Contudo, pelo facto de ser uma viga de alma rota, o seu comportamento não corresponde exactamente ao de uma peça linear. Com efeito, ao longo da análise levada a cabo foi possível detectar inúmeras particularidades ao nível do comportamento estrutural que se afastam substancialmente do de uma peça linear. Assim, nesta secção é efectuada uma análise de sensibilidade onde são apresentados alguns aspectos particulares do comportamento desta estrutura que poderão ser bastante úteis na compreensão dos resultados a apresentar mais à frente.

Quando existem cargas móveis ou quando se pretende conhecer as posições mais desfavoráveis para as acções variáveis é útil o conceito de linha de influência. Estas linhas são curvas que permitem a determinação de um determinado tipo de esforço num certo ponto da estrutura devido a uma carga unitária movendo-se ao longo da mesma. Segundo o Princípio de *Muller-Breslau* a linha de influência de uma estrutura para um determinado esforço generalizado (externo ou interno) é a deformada da estrutura que se obtém eliminando a ligação correspondente ao esforço generalizado e introduzindo nessa secção o deslocamento unitário correspondente (absoluto ou relativo, consoante o esforço eliminado é externo ou interno).

Tendo presente o conceito, a aplicação de um deslocamento generalizado (deslocamento vertical ou rotação) numa determinada secção permitirá avaliar qual a grandeza dos deslocamentos generalizados induzidos na referida secção por uma carga vertical localizada em qualquer ponto da estrutura.

Assim, a análise de sensibilidade a efectuar compreenderá o traçado de linhas de influência de deslocamentos verticais a meio-vão e de rotações de secções de apoio. No sentido de se compreender as particularidades do comportamento da Ponte Eiffel, as linhas de influência a determinar para a

Ponte Eiffel serão confrontadas com as de uma peça linear, com a mesma geometria da Ponte Eiffel (com o mesmo número e comprimento dos tramos).

Como se sabe, numa peça linear de secção constante, a deformada da estrutura resultante de um deslocamento imposto é a mesma, qualquer que seja a sua secção transversal. Assim, a análise de sensibilidade da estrutura assentará na comparação das linhas de influência de deslocamentos verticais e de rotações de secções de apoio da Ponte Eiffel com as de uma peça linear contínua de secção constante qualquer.

A comparação assentará não só na observação das deformadas como também na comparação numérica de alguns deslocamentos em secções relevantes.

6.3.1. LINHA DE INFLUÊNCIA DO DESLOCAMENTO VERTICAL A MEIO-VÃO

Nas Figura 6.5 e Figura 6.6 apresentam-se, respectivamente, as deformadas da Ponte Eiffel e de uma peça linear, em escalas semelhantes, sujeitas a um deslocamento vertical a meio-vão. No sentido de facilitar a comparação dos efeitos observados em cada um dos casos, apresentam-se na Figura 6.7 as deformadas da peça linear e de ambas as cordas (superior e inferior) da Ponte Eiffel para a solicitação indicada.

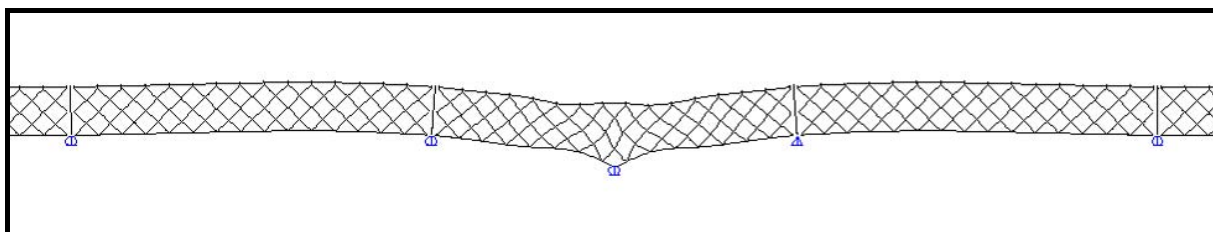


Figura 6.5 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a um deslocamento imposto a meio vão do tramo T6

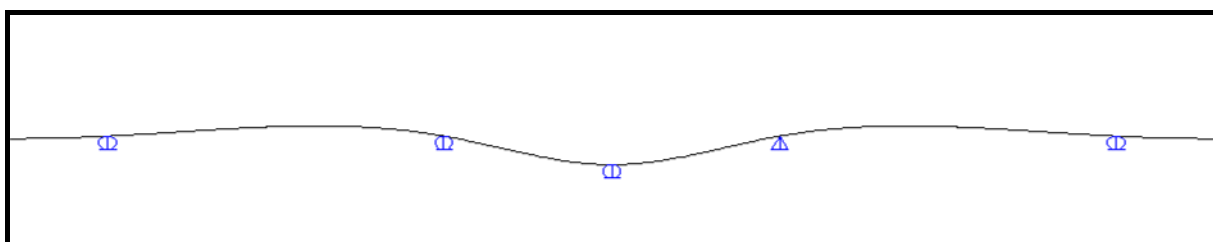


Figura 6.6 – Deformada de uma peça linear sujeita a um deslocamento imposto a meio vão do tramo T6

Da observação das figuras anteriores importa relevar dois aspectos fundamentais. Por um lado, a deformação induzida nos tramos adjacentes ao tramo no qual se impõe o deslocamento da estrutura em treliça é substancialmente menor do que no caso de uma peça linear. Por outro lado, importa referir que, se nos tramos adjacentes ao tramo solicitado, as deformações das cordas, inferior e superior, coincidem, o mesmo não acontece no tramo solicitado. Com efeito, é evidente a flexão independente de cada uma das cordas no tramo solicitado, sendo preponderante na corda directamente solicitada. Outro aspecto a salientar prende-se com o efeito que as diagonais produzem na deformada da estrutura. Com efeito, o deslocamento imposto numa das cordas é transmitido, ainda que em menor

escala, através das diagonais à outra corda. Este efeito das diagonais leva a que a flexão das cordas seja “simétrica”, isto é, nas proximidades da solicitação, à flexão positiva numa das cordas, corresponde flexão negativa na outra. Note-se ainda que, na secção solicitada, a deformação na corda inferior é significativamente maior do que na corda superior.

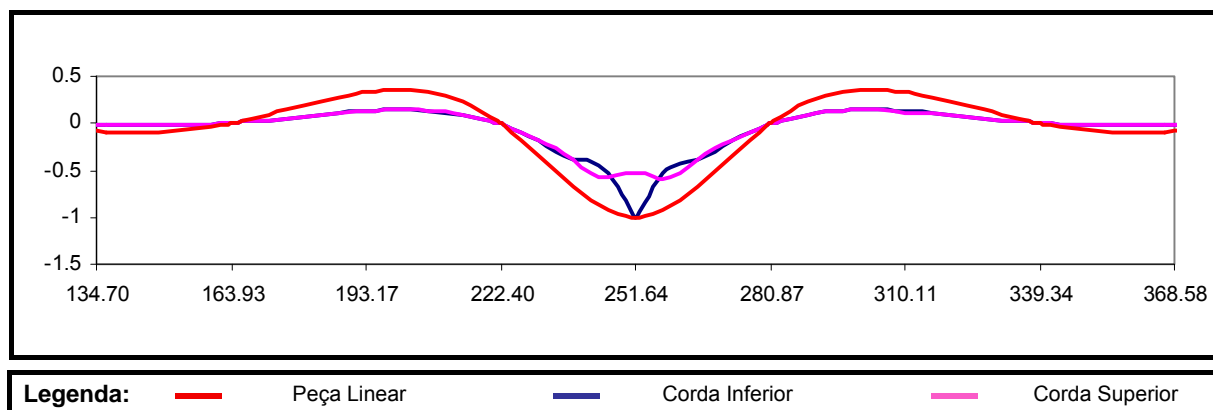


Figura 6.7 – Comparação das deformadas para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6

Como se pode atestar pelos resultados apresentados no Quadro 6.III, os efeitos do deslocamento generalizado são muito mais localizados do que na peça linear. De facto, não só os deslocamentos observados nos tramos adjacentes, como também as rotações das secções de apoio, são significativamente menores na Ponte Eiffel do que na peça linear.

Quadro 6.III – Comparação das deformações para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6

Rotações	Flechas	Peça Linear		Ponte Eiffel		Desvios	
		(°)	(m)	(°)	(m)	(%)	(%)
P7	-	-0.0096		-0.0033		-65.3	-
	T7		0.3316		0.1287		-61.2
P6	T6	0.0358	-1.0000	0.0164	-1.0000	-54.0	0.0
	P5		-0.0358		-0.0163		-54.3
P4	T5	0.0096	0.3316	0.0033	0.1293	-65.4	-61.0
	-						-

Todavia, esta solicitação pode ser contestada, uma vez que não é crível que a solicitação se possa dar na secção intermédia de uma das cordas. Como se descreveu no capítulo 4, os esforços decorrentes das cargas rolantes que circulam em cada um dos tabuleiros são transmitidos às vigas principais ao nível dos nós de intersecção das diagonais, onde também concorrem as carlingas. Assim, entendeu-se mais racional solicitar a estrutura no nó de intersecção das diagonais que limitam o segmento central do tramo, no sentido da deformação imposta se transmitir aos nós que, na realidade, poderão ser solicitados.

Como se pode ver na Figura 6.9, apesar de a flexão da corda inferior não ser tão vincada como no caso da solicitação anterior, as observações efectuadas permanecem válidas para este caso de carga mais realista. Ainda assim, na Figura 6.8 é possível observar uma flexão significativa das diagonais, o que leva a que o deslocamento imposto na corda inferior, como se pode atestar no Quadro 6.IV, seja inferior ao do deslocamento imposto no nó de intersecção das diagonais.

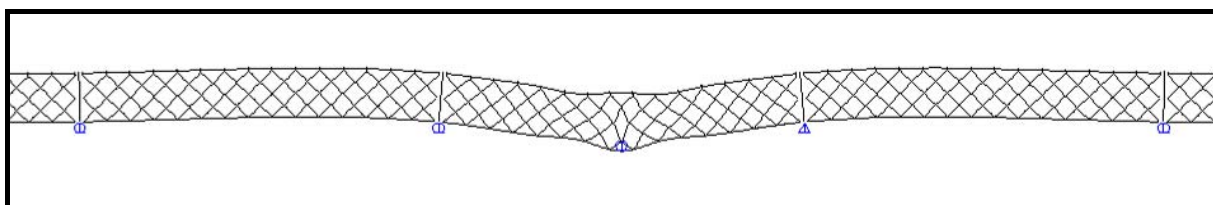


Figura 6.8 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a um deslocamento imposto a meio vão do tramo T6

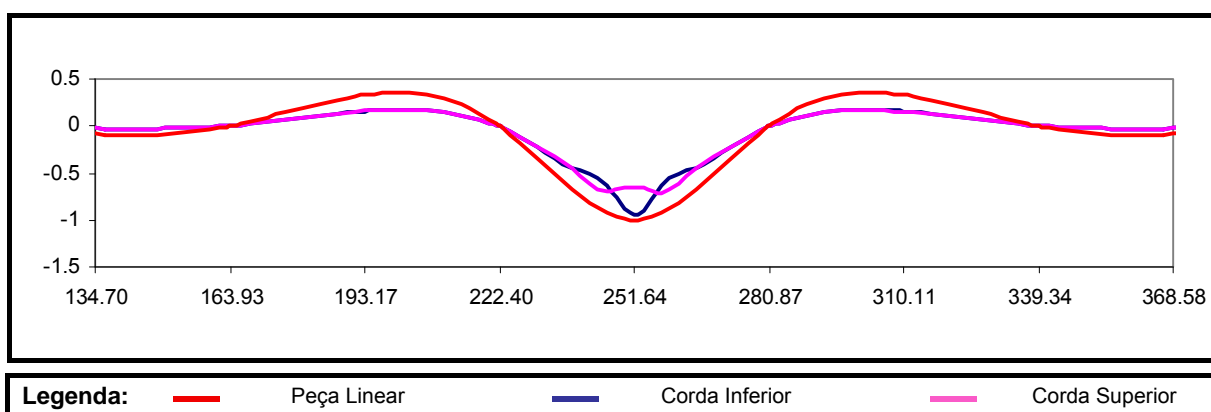


Figura 6.9 – Comparação das deformadas para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6

Como se pode constatar, não só através da observação da Figura 6.9 como também da análise do Quadro 6.IV, os efeitos são mais localizados na estrutura em treliça do que na peça linear.

Quadro 6.IV – Comparação das deformações para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6

Rotações	Flechas	Peça Linear		Ponte Eiffel		Desvios	
		(°)	(m)	(°)	(m)	(%)	(%)
P7	-	-0.0096		-0.0040		-58.7	-
	T7		0.3316		0.1532		-53.8
P6	T6	0.0358		0.0201		-43.8	
	T6		-1.0000		-0.9429		-5.7
P5	T5	-0.0358		-0.0198		-44.6	
	T5		0.3316		0.1533		-53.8
P4	-	0.0096		0.0039		-58.9	-
	-						-

Pelo facto de se verificar uma flexão acentuada nas diagonais concorrentes no nó solicitado entendeu-se ser mais realista impor deslocamentos unitários aos nós que delimitam o segmento central da corda inferior, na medida em que a transmissão das cargas rolantes que circulam ao nível dos tabuleiros às vigas principais se dá através desses nós. A Figura 6.10 ilustra a deformada da Ponte Eiffel para a solicitação referida.

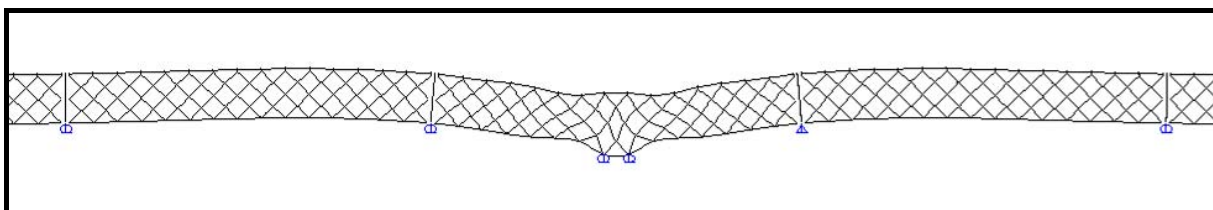


Figura 6.10 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a um deslocamento imposto a meio vão do tramo T6

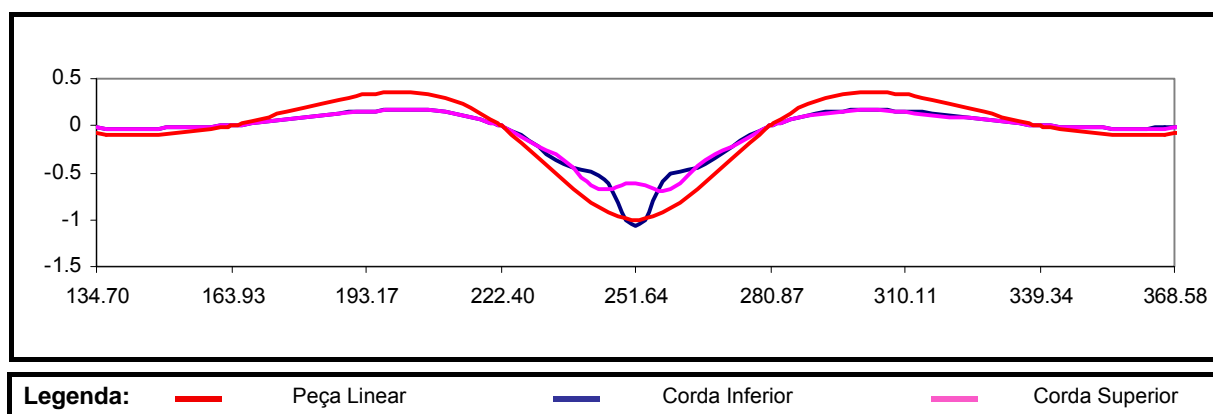


Figura 6.11 – Comparação das deformadas para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6

Uma vez mais, e apesar das alterações introduzidas ao nível da solicitação, as conclusões apresentadas anteriormente, mantêm-se válidas. Com efeito, pode concluir-se que, ainda que nos tramos adjacentes à solicitação a treliça se comporte com uma peça linear, em que as deformações das cordas coincidem, as deformações são significativamente menores. Por outro lado, nos tramos directamente solicitados, este comportamento deixa de se fazer sentir, sendo evidente a flexão das cordas em secções próximas da solicitação.

Com efeito, é a deformação localizada das cordas que conduz às diferenças observadas nos efeitos decorrentes da solicitação. De facto, como se pode ver quer na Figura 6.11 quer no Quadro 6.V, os efeitos da solicitação imposta são menos expressivos e mais localizados na estrutura em treliça do que na peça linear.

Quadro 6.V – Comparação das deformações para um deslocamento imposto a meio-vão do tramo 6

Rotações	Flechas	Peça Linear		Ponte Eiffel		Desvios	
		(°)	(m)	(°)	(m)	(%)	(%)
P7	-	-0.0096	0.3316	-0.0039	0.1518	-59.1	-
	T7						-54.2
P6	T6	0.0358	-1.0000	0.0194	-1.0673	-45.9	6.7
	T5						-54.4
P5	T5	-0.0358	0.3316	-0.0192	0.1511	-46.4	-
	-						-
P4	-	0.0096		0.0039		-59.5	-

6.3.2. LINHA DE INFLUÊNCIA DA ROTAÇÃO DAS SECÇÕES DE APOIO

Para uma melhor compreensão do comportamento da estrutura traçou-se também as linhas de influência para as rotações das secções de apoio. De forma análoga ao realizado para a linha de influência do deslocamento da secção central de um dos tramos intermédios, discutida na secção anterior, a linha de influência é comparada com a de uma peça linear. O estudo compreendeu a análise das linhas de influência das rotações nas secções de apoio central e extrema.

A linha de influência da rotação da secção de apoio sobre o pilar central – P5 – da Ponte Eiffel encontra-se ilustrada na Figura 6.12. Para isso, introduziu-se ao nível da corda inferior, em ambos os nós de apoio, uma rotação unitária. Na Figura 6.13 ilustra-se a deformada da peça linear, sob a mesma solicitação.

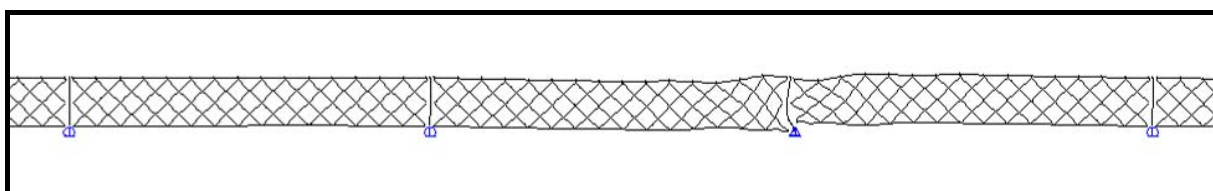


Figura 6.12 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a uma rotação imposta no pilar P5

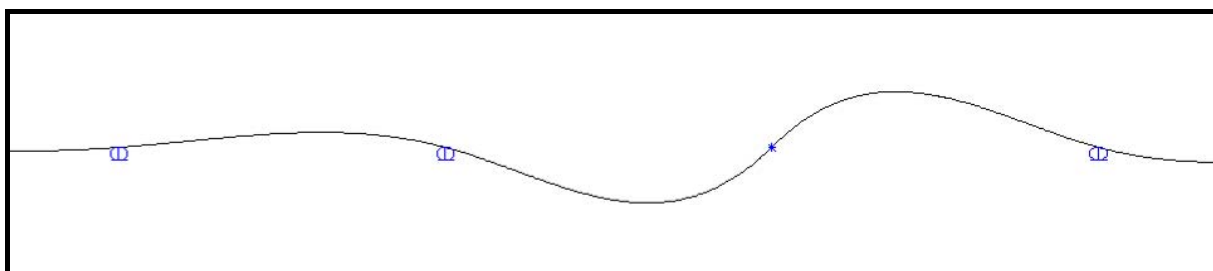


Figura 6.13 – Deformada de uma peça linear sujeita a uma rotação imposta no pilar P5

De forma a tornar mais evidentes as diferenças registadas em cada um dos modelos estruturais, e como se fez na secção anterior, apresentam-se, na Figura 6.14, as deformadas das cordas da estrutura da Ponte Eiffel e da peça linear para a mesma deformação imposta.

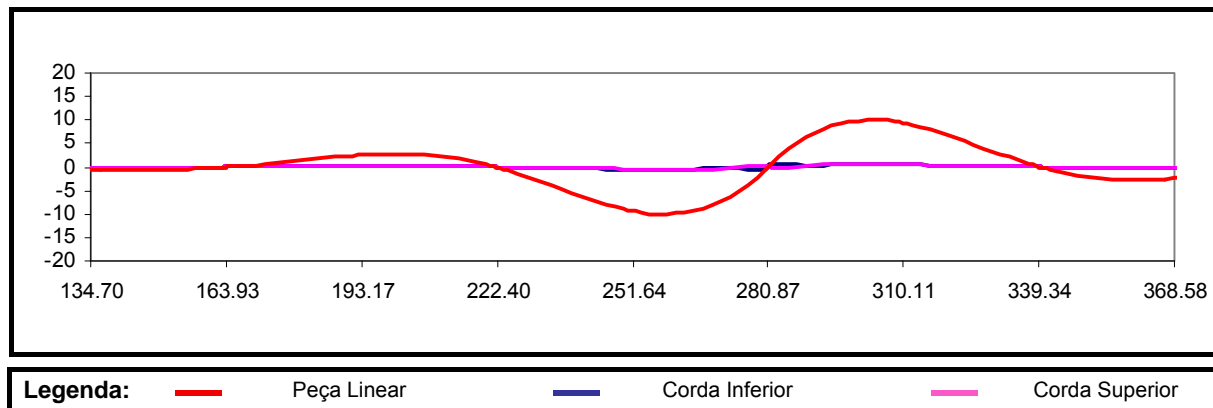


Figura 6.14 – Comparação das deformadas para uma rotação imposta no pilar P5

Como se pode ver, os efeitos de uma rotação imposta na secção de apoio da estrutura em treliça são significativamente inferiores aos observados numa peça linear. Com efeito, como se pode atestar no Quadro 6.VI, os efeitos observados na estrutura em treliça são quase imperceptíveis quando comparados com os de uma peça linear.

Quadro 6.VI – Comparação das deformações para uma rotação imposta no pilar P5

Rotações	Flechas	Peça Linear		Ponte Eiffel		Desvios	
		(°)	(m)	(°)	(m)	(%)	(%)
P7	-	-0.0717		-0.0025		-96.5	-
	T7		2.4820		0.0957		-96.1
P6		0.2679		0.0131		-95.1	
	T6		-9.2659		-0.4725		-94.9
P5		-1.0000		-1.0000		0.0	
	T5		9.2659		0.4612		-95.0
P4		0.2679		0.0129		-95.2	
	-						-

Observando a deformada da Ponte Eiffel para a referida solicitação verifica-se que os efeitos são muito localizados. A rotação imposta, ao contrário do que sucede com uma peça linear, na qual se reflecte numa deformada global sensível da estrutura, na estrutura em treliça conduz fundamentalmente a uma flexão das barras adjacentes ao nó solicitado.

No sentido de evidenciar os efeitos em cada uma das cordas devido a uma rotação imposta no apoio, apresenta-se, na Figura 6.15, apenas a deformação das cordas da treliça. Como se pode ver as rotações

nas cordas têm direcção oposta. Este facto deve-se à rigidez do montante, que ao flectir, conduz às deformações aqui observadas.

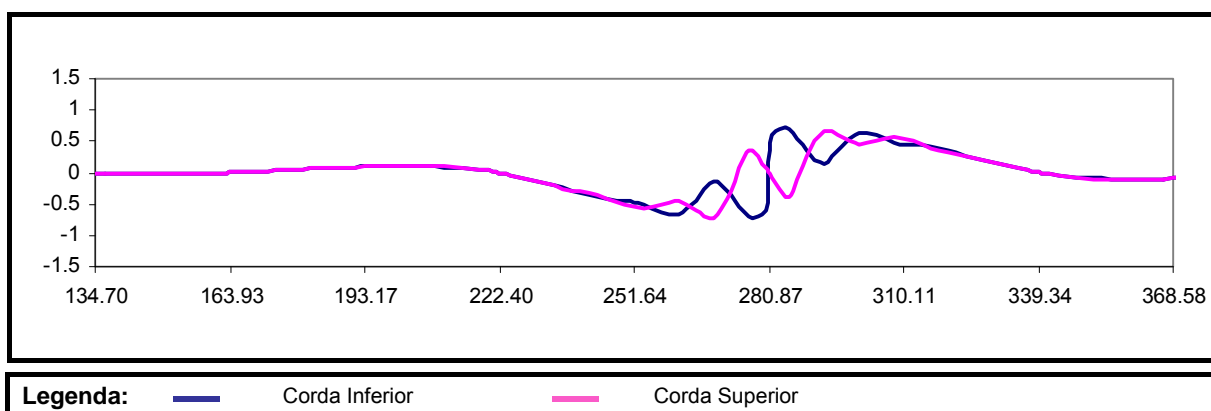


Figura 6.15 – Comparação das deformadas das cordas para uma rotação imposta no pilar P5

A mesma análise foi efectuada num apoio extremo da Ponte Eiffel. A Figura 6.16 ilustra a deformada da estrutura decorrente de uma rotação unitária imposta na secção de apoio extremo. Na Figura 6.17 apresenta-se a deformada de uma peça linear para a mesma solicitação.

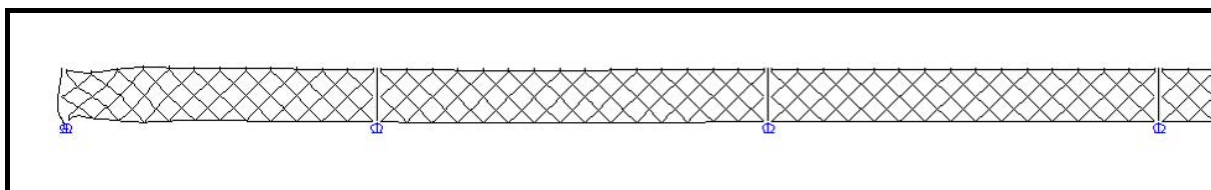


Figura 6.16 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a uma rotação imposta no encontro E2

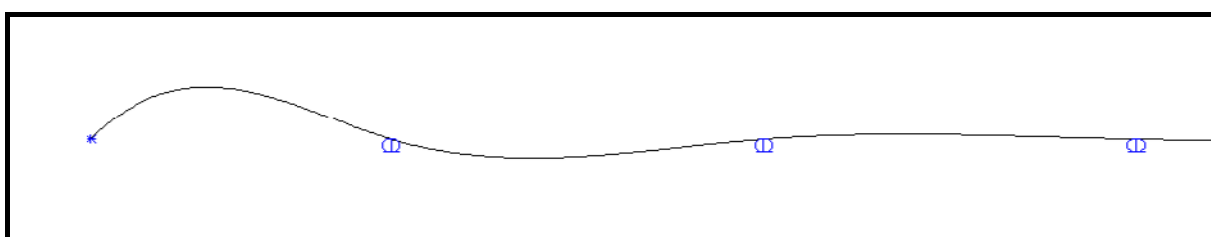


Figura 6.17 – Deformada de uma peça linear sujeita a uma rotação imposta no encontro E2

De modo análogo ao realizado anteriormente, apresenta-se na Figura 6.18 as deformadas das cordas da estrutura em treliça e da peça linear. Uma vez mais, os efeitos são muito mais relevantes na peça linear. Como se pode ver na deformada da treliça, a rotação introduz apenas deformações de forma muito localizada na estrutura, não se reflectindo essa solicitação numa deformada global evidente da estrutura.

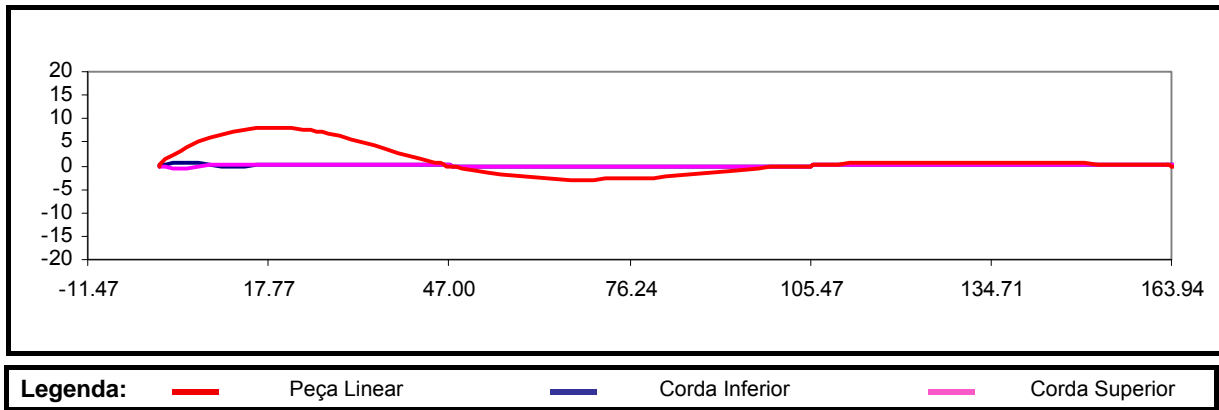


Figura 6.18 – Comparação das deformadas para uma rotação imposta no encontro E2

No Quadro 6.VII faz-se a comparação das grandezas observadas para cada uma das solicitações.

Quadro 6.VII – Comparação das deformações para uma rotação imposta no encontro E2

Rotações	Flechas	Peça Linear		Ponte Eiffel		Desvios	
		(°)	(m)	(°)	(m)	(%)	(%)
E2	-	-1.0000	-	-1.0000	-	0.0	-
	T10		7.2218		0.2199		-97.0
P9	-	0.2946	-	0.0065	-	-97.8	-
	T9		-2.7299		-0.0571		-97.9
P8	-	-0.0789	-	-0.0016	-	-98.0	-
	-		-		-		-

No sentido de evidenciar os efeitos em cada uma das cordas devido a uma rotação imposta no apoio, na Figura 6.19 apresenta-se apenas a deformação das cordas da treliça. Como se pode ver as rotações nas cordas têm direcção oposta. Este facto deve-se, como se viu anteriormente para o caso da rotação da secção de apoio intermédia, à rigidez do montante, que como se pode ver pela deformada da estrutura leva às deformações aqui observadas.

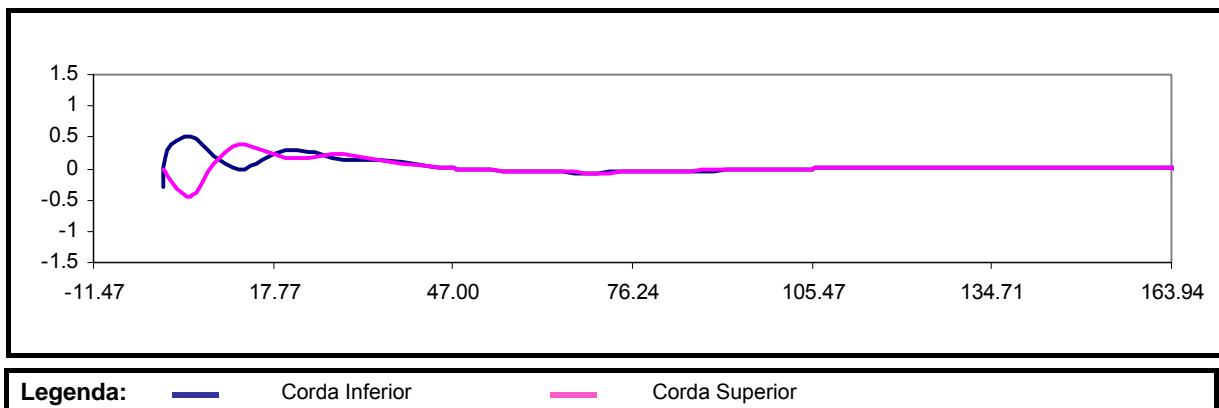


Figura 6.19 – Comparação das deformadas das cordas para uma rotação imposta no encontro E2

O traçado das linhas de influência para as rotações permite concluir que estas grandezas, na Ponte Eiffel, não têm o mesmo carácter global que evidenciam numa peça linear. Com efeito, estas apresentam-se mais como uma grandeza local do que global, na medida em que uma solicitação deste tipo tem efeitos sensíveis apenas nas imediações da solicitação.

6.4. O EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO SOBRE A ESTRUTURA

Como se referiu no Capítulo 4, a Ponte Eiffel ao longo da sua história foi sujeita a trabalhos de reabilitação, destacando-se a introdução do pré-esforço exterior como meio de aumentar a capacidade de carga da estrutura. Por se tratar de um elemento adicional com características particulares importa aqui discutir de forma breve os efeitos que estes elementos poderão ter no comportamento da estrutura. Note-se que não é pretendido avaliar a eficiência da introdução destes elementos mas sim discutir, como se disse, de forma breve, os efeitos desta “sub-estrutura” no comportamento da Ponte Eiffel.

Como se viu, a introdução deste sistema visa a compensação do peso próprio da estrutura através da aplicação de forças verticais dirigidas de baixo para cima. Nas Figura 6.20 e Figura 6.21 apresentam-se as deformadas da estrutura devidas, respectivamente, à acção do peso próprio e do pré-esforço, simulado através de uma deformação imposta aos elementos que o representam.

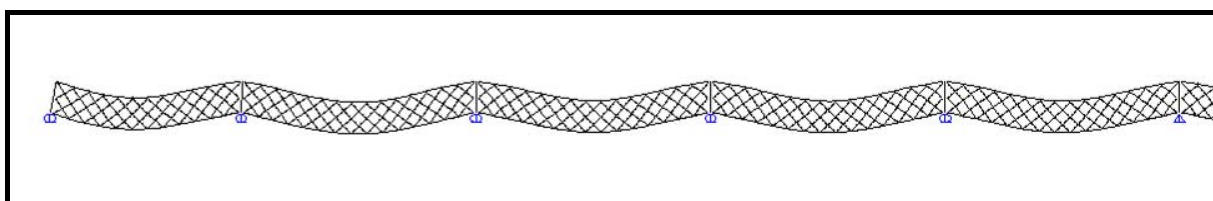


Figura 6.20 – Deformada da Ponte Eiffel sob a acção do peso próprio

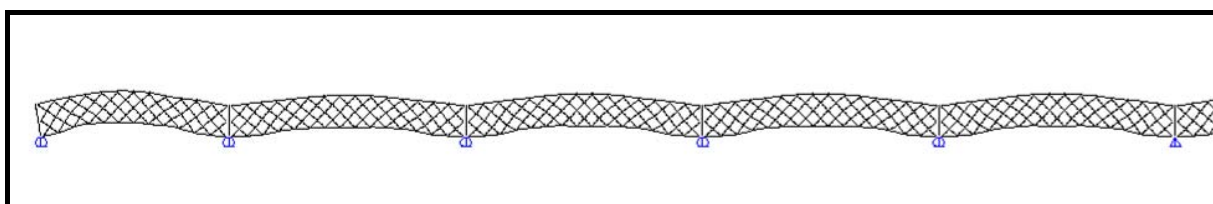


Figura 6.21 – Deformada da Ponte Eiffel sob a acção do pré-esforço

No que se refere à deformada da estrutura sob a acção do pré-esforço importa chamar a atenção para a deformação de cada uma das cordas. Como se viu na secção anterior, nesta estrutura, para além dos efeitos globais, são evidentes efeitos localizados nas imediações do ponto de aplicação das solicitações. Na Figura 6.22 são apresentadas as deformadas ampliadas, num tramo intermédio, de cada uma das cordas da Ponte Eiffel.

Como se pode ver, ao contrário da corda superior, que apresenta uma deformada aproximadamente parabólica bem definida, a deformada da corda inferior apresenta algumas inflexões. Como se sabe, as secções de abcissa 222,40m e 280,87m, correspondem a secções de apoio, estando os pontos de inflexão das barras de pré-esforço localizadas nas secções de abcissa 236m, 244m, 259m e 267m.

Como se pode ver na figura, é precisamente nessas zonas que se evidenciam as inflexões na deformada da corda inferior. Assim, pode afirmar-se que as forças verticais decorrentes do pré-esforço, aplicadas ao nível da corda inferior, conduzem a efeitos localizados sensíveis na mesma.

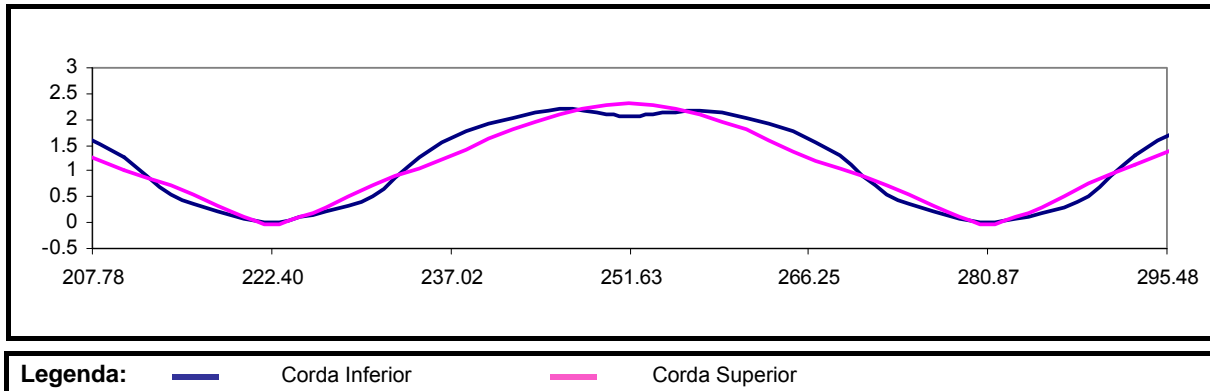


Figura 6.22 – Deformada das cordas da Ponte Eiffel sob a acção do pré-esforço

Outro aspecto a relevar prende-se com a grandeza das deformadas obtidas. Apesar da existência de elementos bastante deformáveis, nomeadamente as barras de pré-esforço, na estrutura, pelo facto das deformações serem suficientemente pequenas quando comparadas com as dimensões da estrutura, o princípio da sobreposição dos efeitos é válido. Assim, os efeitos de cada uma das acções a estudar poderão ser determinados em separado e, se for caso disso, adicionados.

Assim, as acções podem ser aplicadas de forma independente e os seus efeitos somados. Nas Figura 6.23 e Figura 6.24 são apresentados os diagramas de esforços axiais resultantes, nas cordas superior e inferior, da acção do peso próprio e do pré-esforço, respectivamente

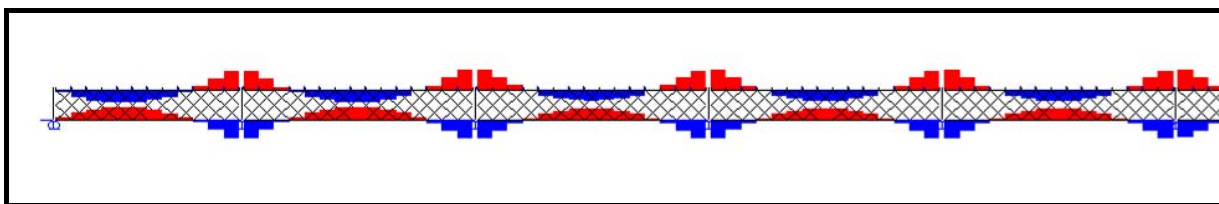


Figura 6.23 – Diagrama de esforços axiais da Ponte Eiffel sob a acção do peso próprio

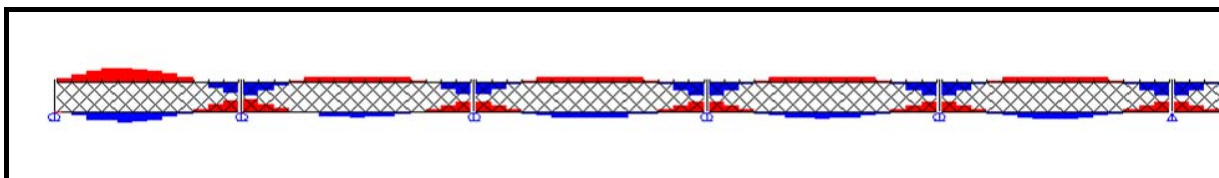


Figura 6.24 – Diagrama de esforços axiais da Ponte Eiffel sob a acção do pré-esforço

Como seria de esperar, a acção do pré-esforço tende a compensar os efeitos do peso próprio. Dos resultados obtidos importa destacar dois aspectos fundamentais. Por um lado, verificou-se que o

princípio da sobreposição dos efeitos pode ser assumido como válido pelo que, a análise do comportamento da estrutura para as solicitações da temperatura ou de cargas aplicadas não depende do estado inicial da Ponte. Por outro lado, constatou-se, uma vez mais, o surgimento de efeitos localizados nas peças decorrentes de solicitações próximas.

6.5. O COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA SOB A ACÇÃO DA TEMPERATURA

Nesta secção faz-se a discussão do comportamento da Ponte Eiffel sob a acção da temperatura. Como se explicitou anteriormente, a estrutura dispõe de apoios fixos na secção central – sobre o Pilar P5 – e de apoios livres, com liberdade de translação, nas restantes secções.

Nestas condições, não havendo restrições à dilatação da estrutura, numa peça linear, uma variação uniforme de temperatura conduziria a um deslocamento do apoio extremo, coincidente com o alongamento da peça, dado pela Expressão 6.1.

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta T \quad 6.1$$

Em que:

- α é o coeficiente de dilatação térmica assumindo, neste caso em concreto, o valor de $1,17 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$;
- l é o comprimento livre da estrutura, que neste caso, correspondendo à distância entre a secção de apoio central e os apoios extremos, é de 280,87m – metade do comprimento da ponte;
- ΔT é a variação de temperatura em $^\circ\text{C}$

Assim, neste caso, o deslocamento das secções extremas, para uma variação térmica uniforme, vem dado pela Expressão 6.2.

$$\Delta l = (1,17 \cdot 10^{-5}) \cdot (280,87 \cdot 10^3) \cdot \Delta T = 3,286 \cdot \Delta T \quad (mm) \quad 6.2$$

Supondo então uma variação térmica uniforme de $20 \text{ }^\circ\text{C}$ na estrutura, o deslocamento registado no aparelho extremo seria de 65,7mm, dado pela Equação 6.3.

$$\Delta l = 3,286 \cdot 20 = 65,7 \quad (mm) \quad 6.3$$

No sentido de se avaliar se as hipóteses admitidas correspondiam ao comportamento efectivo da estrutura sob a acção da temperatura, introduziu-se no modelo numérico, sem qualquer restrição nos apoios livres (desligando a rigidez das molas que tentam simular o comportamento da estrutura nas condições dos ensaios realizados, como se verá adiante), uma variação térmica uniforme de $20 \text{ }^\circ\text{C}$, cuja deformada se apresenta na Figura 6.25.

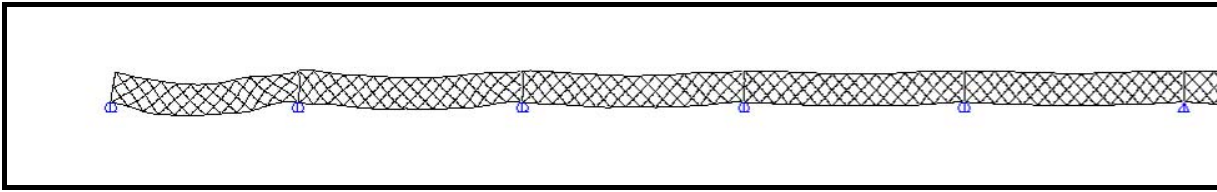


Figura 6.25 – Deformada da Ponte Eiffel sujeita a uma variação uniforme de temperatura de +20 °C

Dos resultados obtidos há dois aspectos a salientar. Em primeiro lugar, o deslocamento registado na secção extrema foi de 61,3mm, inferior, portanto, ao esperado aplicando a lei da dilatação térmica. Por outro lado, como se pode ver na Figura 6.25, verifica-se alguma flexão nos tramos, sendo mais notória nos tramos extremos.

Na Figura 6.26 apresenta-se o diagrama de esforços axiais observados nas barras de pré-esforço. Como se pode ver, existe uma compressão elevada desde os encontros que se vai reduzindo até à secção central. Como se disse anteriormente, as barras de pré-esforço estão ancoradas externamente à estrutura. Assim, uma dilatação da estrutura, decorrente de um aumento da temperatura, leva ao deslocamento das secções na direcção do encontro e, conseqüentemente, a que os cabos do tramo extremo reduzam a sua tensão. Esta situação tem duas conseqüências directas. Por um lado, regista-se uma diminuição significativa das forças verticais introduzidas aos terços de vão pelos cabos de pré-esforço. Por outro lado, gera-se um desequilíbrio nas componentes horizontais das forças nas secções de inflexão sobre os pilares que leva a uma perda de pré-esforço do tramo adjacente. Esta perda de pré-esforço, apesar de menor monta, conduz por sua vez, também a uma diminuição das forças verticais introduzidas pelos cabos de pré-esforço. Os efeitos referidos vão se transmitindo, ainda que sucessivamente com cada vez menor expressão, até aos tramos centrais.

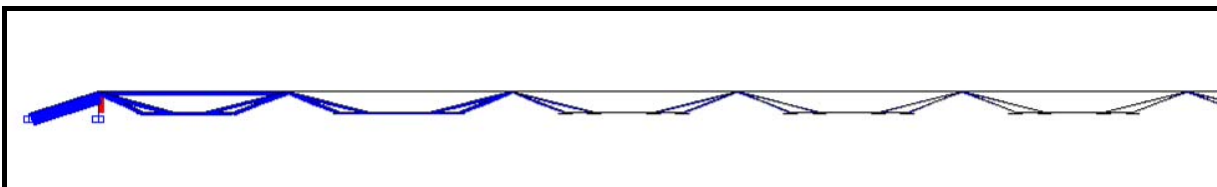


Figura 6.26 – Variação dos esforços no pré-esforço devido a uma variação térmica uniforme de +20 °C

Na Figura 6.27 ilustram-se os esforços axiais na estrutura metálica devidos às perdas de pré-esforço decorrentes da ancoragem do sistema ao exterior. Por um lado, a diminuição das forças verticais conduz à flexão global dos tramos, conduzindo aos esforços axiais ilustrados. Por outro lado, o desequilíbrio da componente horizontal nas secções de inflexão sobre os pilares leva, não só a uma perda de pré-esforço no tramo adjacente, como também à transmissão desses esforços à própria estrutura metálica, comprimindo-a, que se vão acumulando desde o tramo extremo até à secção central da estrutura. Note-se que o desequilíbrio de forças leva à sucessiva compressão dos tramos, desde o extremo até ao central.

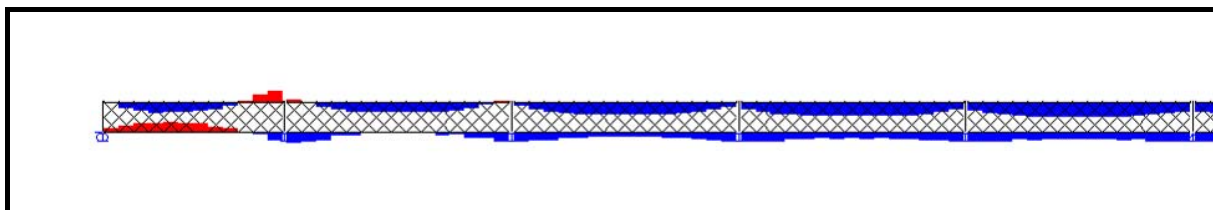


Figura 6.27 – Esforços na estrutura metálica devido a uma variação térmica uniforme de 20 °C

Como se disse, o deslocamento registado no modelo numérico foi de 61,3mm, inferior ao esperado – 65,7mm. Esta diferença pode ser justificada pela perda de pré-esforço decorrente do aumento da temperatura, apresentada aqui como a introdução de compressão nos cabos de pré-esforço. Esta perda conduz à compressão da estrutura metálica, contrariando assim a dilatação devida à temperatura. Deste modo, pode concluir-se que, apesar da estrutura metálica estar completamente desimpedida, a fixação dos cabos de pré-esforço ao exterior e a consequente perda de tensão associada ao aumento da temperatura, introduz uma restrição indirecta à dilatação da estrutura.

Assim, com base nos resultados obtidos através do modelo numérico, os deslocamentos das secções extremas para variações uniformes da temperatura são dados pela Expressão 6.4.

$$\left. \begin{array}{l} \Delta l = 61,3 \text{ mm} \\ \Delta T = 20 \text{ }^\circ\text{C} \end{array} \right\} \rightarrow k = \frac{61,3}{20} = 3,065 \rightarrow \Delta l = 3,065 \cdot \Delta T \quad 6.4$$

Sem prejuízo do exposto, procurou-se analisar de forma mais aprofundada os resultados da observação experimental dos movimentos das juntas de dilatação da Ponte Eiffel, apresentados no Capítulo 5. Nesse sentido, procurou-se estabelecer correlações entre os deslocamentos obtidos e as temperaturas, em cada uma das fases estudadas (Fase 1 – observação de Dezembro de 2007 – e a Fase 2 – observação de Abril de 2008). Nesta discussão são apresentados apenas os resultados mais relevantes e que permitem demonstrar de forma mais clara as conclusões retiradas da análise de todas as correlações efectuadas.

A primeira fase do estudo dos efeitos da acção da temperatura sobre a estrutura incidiu sobre os resultados obtidos durante a Fase 1, correspondente ao período de monitorização durante o qual decorriam os trabalhos de substituição dos aparelhos de apoio antigos por novos.

As Figura 6.28 e Figura 6.29 ilustram a correlação entre o deslocamento registado e a temperatura ambiente – Correlação do tipo A – das cordas superiores do Encontro E2, durante todo o período de observação da Fase 1.

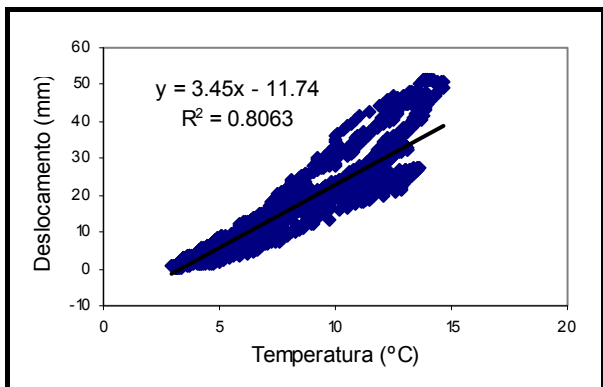


Figura 6.28 – Correlação A da C. S. M. E2

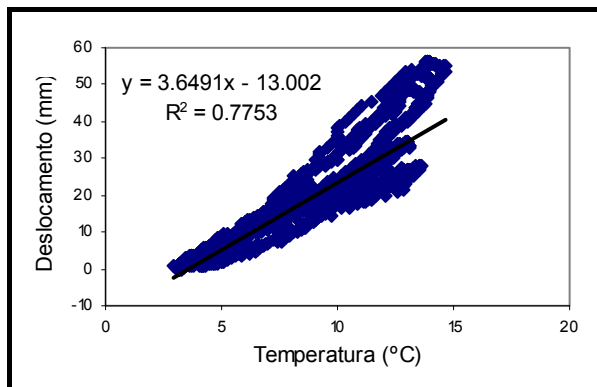


Figura 6.29 – Correlação A da C. S. J. E2

Como se pode ver, as correlações obtidas apresentam uma dispersão significativa pelo que não se revestem de grande significado. Note-se, ainda assim, que a relação entre os deslocamentos obtidos e a temperatura é bastante superior à relação obtida através da modelação numérica. Este facto deve-se fundamentalmente à consideração da temperatura ambiente para base da correlação e não da temperatura da estrutura, que, como se viu, em virtude da insolação da estrutura, é por vezes muito superior à ambiente.

Procurando estabelecer então uma correlação mais realista, apresentam-se nas Figura 6.30 e Figura 6.31 as correlações entre os deslocamentos e a temperatura na respectiva corda – Correlação do tipo B – isto é, o deslocamento de cada corda é correlacionado com a temperatura observada na mesma corda.

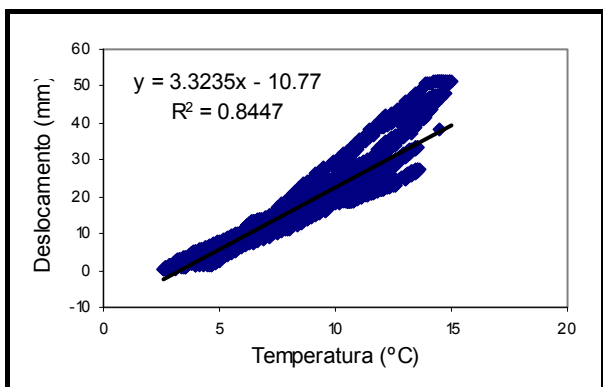


Figura 6.30 – Correlação B da C. S. M. E2

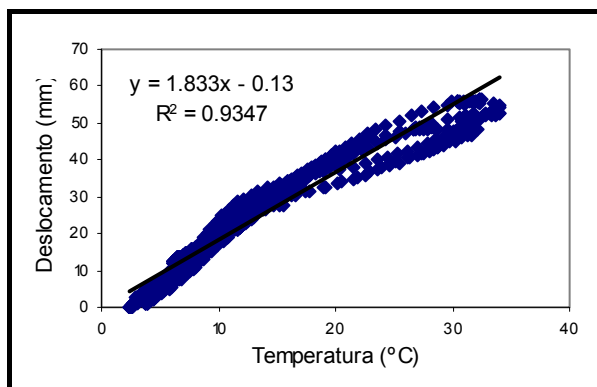


Figura 6.31 – Correlação B da C. S. J. E2

Apesar de não tão dispersos como os anteriores, os deslocamentos observados apresentam ainda alguma dispersão. Todavia, pode observar-se que a relação entre o deslocamento e a respectiva temperatura da corda de montante é significativamente superior à da corda de jusante. Como se viu, as cordas do lado de jusante registam temperaturas maiores do que as de montante. Assim, é induzida a sua dilatação que de algum modo é impedida pela corda de montante, reduzindo assim a referida relação. Por outro lado, a dilatação da corda de jusante devida à temperatura, induz a expansão da corda de montante, aumentando assim a relação entre o deslocamento e a temperatura registados na corda.

No sentido de fundamentar estes resultados e os efeitos das diferenças de temperatura registadas entre as vigas, devido à insolação, simulou-se no modelo numérico uma solicitação térmica diferencial (+10 °C numa viga e -10 °C na outra) entre as duas vigas principais. Na secção extrema, junto a um dos encontros, observou-se uma expansão de 2,9mm na corda inferior da viga solicitada com +10 °C e, na viga solicitada com -10 °C, observou-se uma contracção de 2,9mm. Não obstante as diferenças registadas nos deslocamentos observados em cada uma das cordas, devidas às diferenças de temperatura sentidas em cada corda, verifica-se que os deslocamentos em cada uma das cordas são quase nulos. Assim, uma vez que a variação média de temperatura é 0 °C, pode afirmar-se que os deslocamentos registados estão associados, fundamentalmente, à temperatura média observada na estrutura, tendo as solicitações diferenciais um efeito pouco significativo.

Nas Figura 6.32 e Figura 6.33 apresentam-se os esforços axiais das vigas solicitadas com, respectivamente, +10 °C e -10 °C. Como se pode ver, com a solicitação térmica referida surgem, na primeira, esforços de compressão e, na segunda, de tracção.

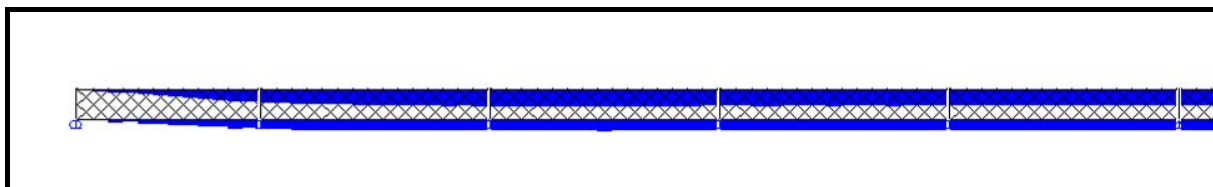


Figura 6.32 – Esforços Axiais na viga solicitada com +10 °C

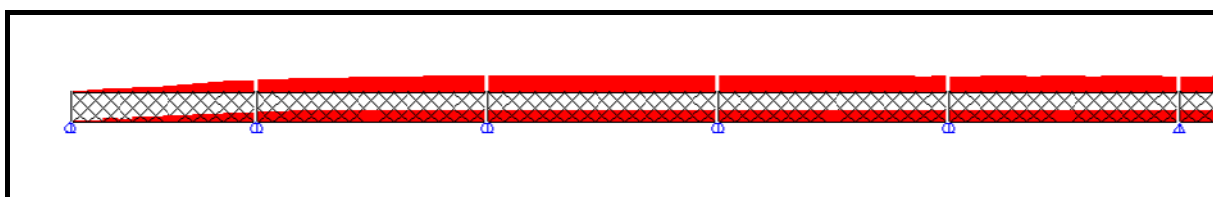


Figura 6.33 – Esforços Axiais na viga solicitada com -10 °C

Os resultados aqui apresentados demonstram claramente o funcionamento conjunto das vigas, onde as solicitações térmicas numa das vigas, em resultado da hiperestaticidade interna, se fazem sentir na viga não solicitada.

No sentido de retirar os efeitos da insolação, e poder estabelecer uma correlação entre o deslocamento registado e uma variação de temperatura uniforme, procurou estabelecer-se as mesmas correlações durante um período em que as temperaturas fossem muito semelhantes – Correlação do tipo C. Assim estabeleceu-se correlações dos deslocamentos observados em cada uma das secções e a temperatura ambiente no período entre as 0:00 do dia 29/12/2007 e as 12:00 do dia 30/12/2007, apresentadas nas Figura 6.34 a Figura 6.37. Neste período, como se pode ver na Figura 5.89, as temperaturas registadas são muito idênticas.

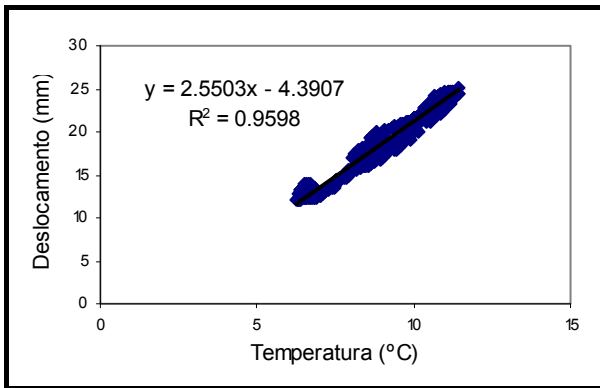


Figura 6.34 – Correlação C da C. S. M. E2

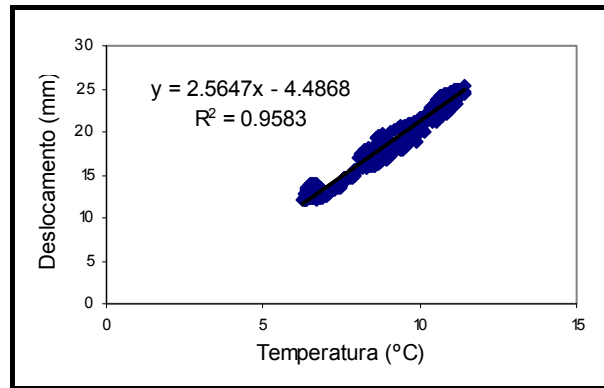


Figura 6.35 – Correlação C da C. S. J. E2

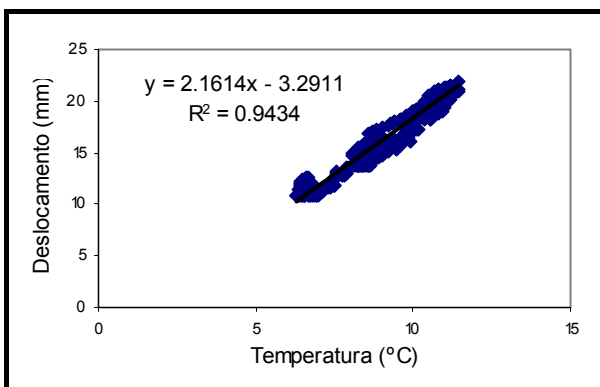


Figura 6.36 – Correlação C da C. I. M. E2

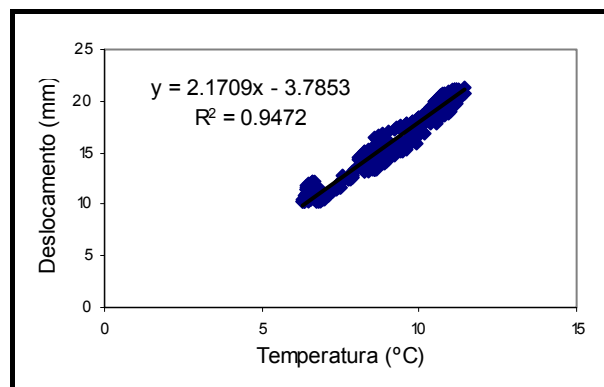


Figura 6.37 – Correlação C da C. I. J. E2

Como se pode ver, as correlações agora obtidas são bastante boas, verificando-se uma boa correlação entre os deslocamentos observados e a temperatura registada.

Nas Figura 6.38 a Figura 6.41 apresentam-se, para o Encontro E1, correlações análogas às obtidas para o Encontro E2, isto é, correlações dos deslocamentos observados em cada uma das secções e a temperatura ambiente no período entre as 0:00 do dia 29/12/2007 e as 12:00 do dia 30/12/2007, que, como se pode ver, são bastante significativas.

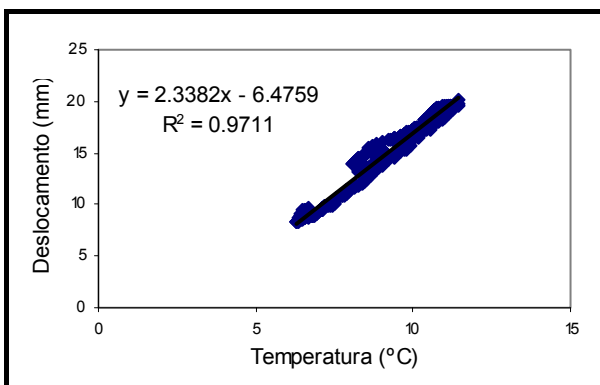


Figura 6.38 – Correlação C da C. S. M. E1

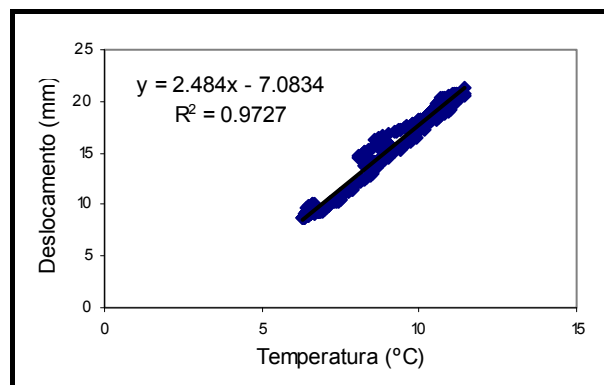


Figura 6.39 – Correlação C da C. S. J. E1

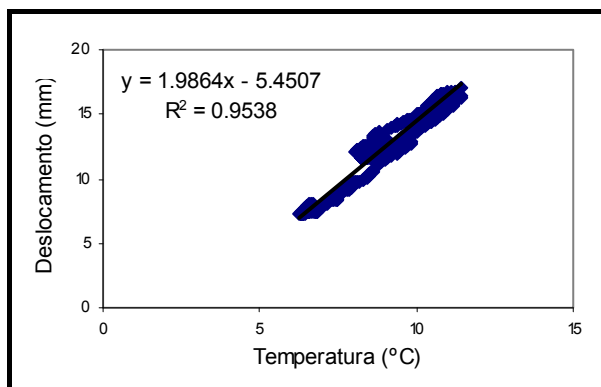


Figura 6.40 – Correlação C da C. I. M. E1

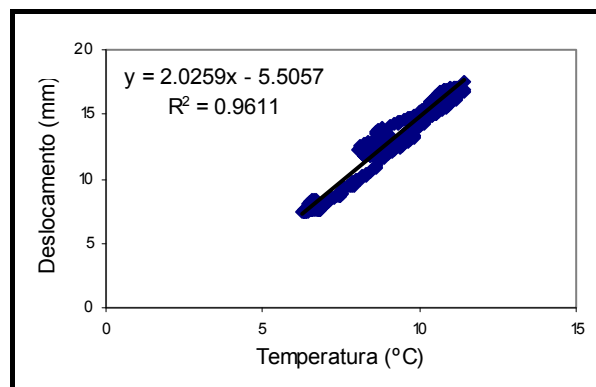


Figura 6.41 – Correlação C da C. I. J. E1

Comparando os valores das relações obtidas em cada um dos encontros, importa destacar algumas diferenças observadas. Como se pode ver, as relações entre os deslocamentos e a temperatura ambiente no Encontro E1, são inferiores às verificadas no Encontro E2, quer para as cordas superiores – cerca de 2,55 mm/°C no encontro E2 e cerca de 2,40 mm/°C no Encontro E1 – quer para as cordas inferiores – cerca de 2,16 mm/°C no Encontro E2 e cerca de 2,00 mm/°C no Encontro E1.

Os resultados obtidos indicam a importância da restrição que os apoios antigos possam introduzir, sendo esta de maior significado nos resultados junto ao Encontro E1 na medida em que, como se disse, nesta “metade” da estrutura ainda estavam em funcionamento três aparelhos de apoio antigos enquanto que na outra estavam apenas dois. Por outro lado, deve salientar-se as diferenças verificadas, em cada um dos encontros, entre as relações das cordas superiores e das cordas inferiores. Com efeito, a restrição dos aparelhos de apoio pode conduzir a que a secção extrema rode, pelo facto de as restrições se encontrarem ao nível da corda inferior, e assim registar maiores amplitudes de movimento.

Assim, no sentido de tentar reproduzir, no modelo numérico, a restrição imposta pelos aparelhos de apoio introduziu-se molas em cada um dos apoios de modo a que a relação entre as variações de temperatura e os deslocamentos se aproximasse da observada experimentalmente. Neste sentido, procurou-se, de forma iterativa, uma rigidez de molas que satisfizesse a condição indicada. Após várias simulações concluiu-se que as rigidezes indicadas no Quadro 3.I conduziam a resultados próximos dos pretendidos. Nestas condições, obteve-se um deslocamento nas cordas inferiores das secções extremas de 45,4mm, que é significativamente inferior ao deslocamento de 61,3mm obtido para a mesma acção mas sem qualquer restrição nos apoios. Estabelecendo a relação entre o deslocamento obtido e a variação de temperatura introduzida, conclui-se que, desta forma, os resultados da modelação numérica, para a acção da temperatura, se aproximam dos experimentais.

$$\left. \begin{array}{l} \Delta l = 45,4 \text{ mm} \\ \Delta T = 20 \text{ }^\circ\text{C} \end{array} \right\} \rightarrow k = \frac{45,4}{20} = 2,270 \rightarrow \Delta l = 2,270 \cdot \Delta T \quad 6.5$$

A opção por molas com rigidez diferente ao longo da estrutura prende-se com a natureza da restrição introduzida pelos aparelhos de apoio. Na realidade, os aparelhos de apoio existentes à data do ensaio não apresentam um comportamento elástico, sendo as restrições de natureza friccional. Neste sentido a força introduzida pelos aparelhos de apoio na estrutura não depende do deslocamento verificado nessa secção, dependendo da reacção vertical e da rugosidade das peças em contacto. Em virtude da

dificuldade em conhecer o último parâmetro, optou-se por, para uma solitação uniforme, uniformizar as forças nas secções de apoio. Como os deslocamentos crescem, naturalmente, do apoio fixo (sobre a secção P5) até aos encontros, a rigidez das molas introduzidas decresce no mesmo sentido, conduzindo a forças muito próximas em todas as secções.

Neste contexto, importa lembrar que o modelo foi ajustado para estas condições uma vez que a esmagadora maioria dos resultados experimentais foi obtida ainda com os aparelhos de apoio antigos. Ainda assim, é de notar que as conclusões tiradas se referem ao período em que ocorria a substituição dos aparelhos de apoio, e que as restantes observações ocorreram ainda com todos os aparelhos de apoio antigos, pelo que as restrições poderiam ser ainda maiores.

Como se disse anteriormente, as juntas de dilatação da Ponte Eiffel foram também monitorizadas após a substituição dos aparelhos de apoio. Após o estabelecimento de diversos tipos de correlações, compreendendo a totalidade ou apenas parte dos resultados, e relacionando-os com as diversas temperaturas medidas, concluiu-se que, de modo análogo ao verificado para o caso anterior, as correlações que conduziam a melhores resultados correspondiam às Correlações do tipo C – Correlações entre os deslocamentos observados e a temperatura ambiente num período em que as temperaturas ambiente e da estrutura fossem próximas. Assim, nas Figura 6.42 a Figura 6.45 apresentam-se as correlações obtidas, para cada uma das cordas de cada um dos encontros, entre os deslocamentos e a temperatura ambiente no período entre as 20:00 do dia 18/04/2008 e as 8:00 do dia 20/04/2008. Apesar de neste período se verificarem algumas diferenças entre as diferentes temperaturas monitorizadas (como se pode ver na Figura 5.91) escolheu-se este período pelo facto de registar maiores variações térmicas.

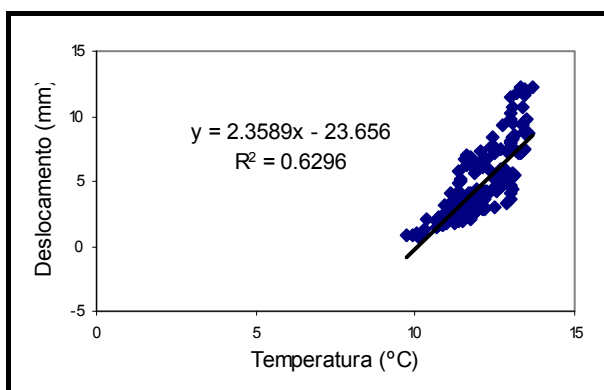


Figura 6.42 – Correlação C da C. I. M. E1

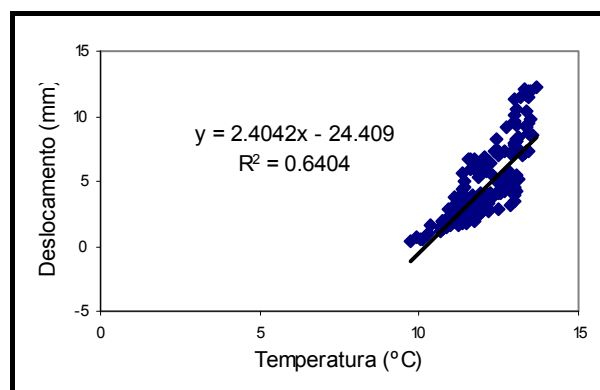


Figura 6.43 – Correlação C da C. I. J. E1

Apesar de as correlações obtidas não serem muito significativas, na medida em que se observa alguma dispersão dos pontos, os resultados obtidos numa e noutra corda são semelhantes, o que permite ter alguma confiança nos resultados.

No sentido de facilitar a comparação e a compreensão dos resultados obtidos, e assim aferir o efeito da substituição dos aparelhos de apoio, apresenta-se no Quadro 6.VI os resultados das correlações obtidas em cada uma das cordas inferiores de ambos os encontros em cada uma das fases monitorizadas. São ainda apresentadas, quer as relações entre as correlações obtidas em cada um dos encontros (E2/E1), como também as relações entre as correlações obtidas em cada uma das fases (Fase 1 / Fase 2) para cada encontro.

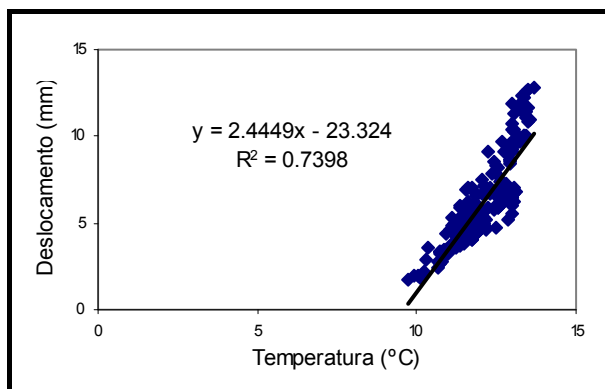


Figura 6.44 – Correlação C da C. I. M. E2

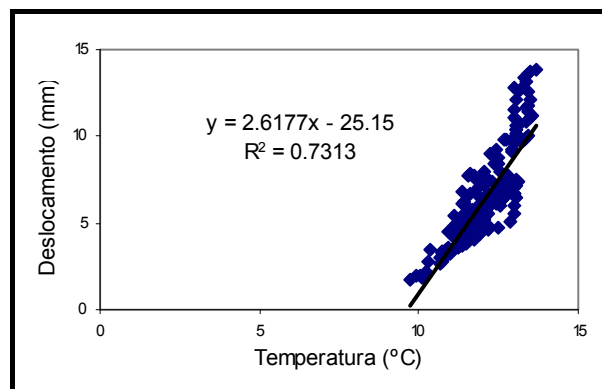


Figura 6.45 – Correlação C da C. I. J. E2

Quadro 6.VIII – Correlações entre os deslocamentos e a temperatura ambiente

Correlações (mm / °C)						
Período de Observação	Secção	E1		E2		Relação (E2/E1)
		M	J	M	J	
Fase 1 (Dezembro)	Parcial	1.99	2.03	2.16	2.17	-
	Global	2.01		2.17		1.08
Fase 2 (Abril)	Parcial	2.36	2.40	2.44	2.62	-
	Global	2.38		2.53		1.06
Relação (Fase 2 / Fase 1)	Global	1.18		1.17		-

Comparando globalmente os resultados obtidos nesta fase (com os novos aparelhos de apoio) com a fase anterior, verifica-se que as correlações entre os deslocamentos e a temperatura são superiores. Com efeito, as razões entre as correlações obtidas entre a Fase 2 e a Fase 1 são de 1,18 e 1,17, respectivamente, no Encontro E1 e no Encontro E2. No entanto, os valores obtidos para as correlações são ainda inferiores aos previsíveis através da modelação numérica. Outro aspecto que importa reter prende-se com o facto de que nesta fase, também os valores das correlações do Encontro E1 serem inferiores às obtidas para o Encontro E2, sendo muito próximas, observando-se uma relação de 1,08 na Fase 1 e de 1,06 na Fase 2.

Assim, com base nos resultados obtidos, pode inferir-se que, apesar das restrições se terem mitigado, ainda se observa que o movimento não é totalmente desimpedido. Importa a este nível ter presente o efeito que o pré-esforço tem sobre a estrutura. Como se mostrou, o aumento da temperatura conduz a perdas no pré-esforço que por sua vez levam a que se desenvolvam esforços de compressão na estrutura metálica, restringindo assim os movimentos previsíveis na estrutura. Por outro lado, importa referir que as temperaturas e o próprio sistema de pré-esforço não foram analisados em profundidade, pelo que as perdas de tensão nas barras de pré-esforço podem ter sido superiores às previstas, conduzindo assim, a menores deslocamentos do que os previstos.

Neste contexto importa lembrar que os resultados obtidos em Dezembro revelam que as cordas superiores registavam deslocamentos maiores do que as inferiores, o que pode ser explicado por um

lado pelas restrições impostas ao nível da corda inferior e por outro ao facto das perdas de tensão no sistema de pré-esforço conduzirem à flexão do tramo extremo e conseqüente rotação da secção.

6.6. O COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DURANTE AS OBRAS DE REABILITAÇÃO

No Capítulo 5 foi apresentado o sistema de monitorização adoptado como meio de controlo da integridade da Ponte Eiffel durante as obras de reabilitação e alargamento do tabuleiro rodoviário. Foram ainda apresentados alguns dos resultados mais representativos e relevantes obtidos durante a monitorização realizada.

Como se expôs anteriormente, o sistema de monitorização implementado na Ponte Eiffel durante os trabalhos de reabilitação visava acompanhar o comportamento da estrutura de modo a garantir que durante o processo, dada a complexidade de algumas das tarefas a levar a cabo, não eram introduzidas deformações permanentes que pusessem em causa a segurança estrutural da Ponte. Assim, na análise dos resultados procurou-se distinguir os efeitos que possam ter resultado dos trabalhos de reabilitação dos efeitos de outras solicitações sobre a estrutura, como por exemplo a temperatura.

Como se viu, em qualquer das figuras ilustrativas dos resultados obtidos, eram notórias variações da rotação associadas aos ciclos de temperatura diários. No entanto, constatou-se que as rotações observadas não obedeciam, à primeira vista, a um padrão de comportamento global. Por um lado, não é possível estabelecer uma relação de flexão dos tramos, traduzida pelas rotações observadas nas diferentes secções, com a evolução da temperatura. Por outro lado, pôde observar-se que em algumas secções as rotações medidas em ambas as cordas evoluíam de forma semelhante enquanto noutras secções se verificava o oposto, quando a rotação aumentava numa das vigas, decrescia na outra. Assim, a compreensão do comportamento da estrutura através da simples observação dos resultados constitui uma tarefa bastante difícil.

Neste contexto, através da realização de algumas simulações numéricas, procurou-se compreender os aspectos que determinavam a evolução das rotações observadas nas secções monitorizadas e assim perceber se os trabalhos levados a cabo introduziram ou não deformações permanentes sensíveis na estrutura. Importa realçar, contudo, as limitações que condicionaram a interpretação dos resultados e a adequada simulação das reais condições da estrutura durante o processo de reabilitação:

- i. As diversas falhas de leituras, algumas prolongadas, impediram o acompanhamento progressivo de alguns dos efeitos detectados, dificultando assim a sua compreensão;
- ii. O desconhecimento da sequência cronológica exacta das tarefas levadas a cabo e dos meios envolvidos, nomeadamente a presença de máquinas pesadas, durante as obras de reabilitação não permitiu o estabelecimento de relações entre as grandezas observadas e os eventos ocorridos;
- iii. O deficiente estado de conservação dos aparelhos de apoio conduzia à introdução de restrições, cuja intensidade não é conhecida, aos movimentos da estrutura. Como se verá, as restrições introduzidas pelos aparelhos de apoio são determinantes no comportamento da estrutura;
- iv. Apesar de a temperatura da estrutura ter sido monitorizada em vários pontos, em virtude das diferenças observadas, a caracterização térmica efectuada revelou-se limitada para o estudo do comportamento da estrutura sob a acção da temperatura.

Não obstante as dificuldades de uma adequada simulação das reais condições da estrutura, realizaram-se algumas simulações numéricas no sentido de compreender o comportamento da estrutura durante o

período em causa. Nesse sentido, procurou-se avaliar a sensibilidade da estrutura à variação de alguns dos parâmetros cujo conhecimento era limitado.

De forma a analisar a influência das restrições nos aparelhos de apoio sobre as rotações observadas nos nós monitorizados efectuaram-se três simulações distintas:

- i. Sem restrição: Os apoios livres foram simulados com liberdade total de translação na direcção longitudinal;
- ii. Restrição simulada com molas iguais: A restrição nos apoios livres foi simulada através da introdução de molas com rigidez de 10000 kN/m. Note-se que desta forma, as forças introduzidas na estrutura, decorrentes da restrição elástica, aumentam desde o apoio central até aos apoios extremos, uma vez que o deslocamento também aumenta nesse sentido;
- iii. Restrição simulada com molas distintas: A restrição nos apoios livres foi simulada através da introdução de molas com rigidez diferente em cada secção de apoio (ver Quadro 3.I). Dada a natureza friccional da restrição, esta simulação, conferindo a introdução de forças semelhantes em todas as secções de apoio, parece ser mais realista.

Em cada uma das condições de apoio apresentadas, foram registados os efeitos de diferentes tipos de solicitações térmicas:

- a) Uniforme de +20 °C;
- b) Diferencial de +10 °C na viga de jusante e de -10 °C na viga de montante: Com esta simulação procura-se detectar os efeitos de uma solicitação diferencial sobre a estrutura;
- c) Diferencial de +30 °C na viga de jusante e de +10 °C na viga de montante: É a sobreposição dos efeitos da simulação a) com os efeitos da b);
- d) Diferencial de +25 °C em toda a estrutura e na corda inferior e no pré-esforço do lado de jusante de +45 °C: Procurou-se simular as solicitações térmicas decorrentes dos registos de temperaturas observadas na Figura 5.5.

No Quadro 6.IX apresentam-se, de forma resumida, os resultados obtidos com cada uma das simulações levadas a cabo. Os resultados correspondem apenas à viga do lado de jusante e a metade da ponte, uma vez que os que não se apresentam não trazem informação acrescida aos apresentados.

Comparando os resultados obtidos através da simulação numérica com os observados na estrutura, verifica-se que estes são bastante díspares. Note-se que da monitorização se registava, regra geral, ciclos com amplitudes de variação mais expressivas do que os obtidos através da simulação numérica. Em termos de grandeza, não obstante o facto da maioria dos valores observados nas secções de terço de vão dos tramos serem significativamente mais reduzidos, a simulação iii.d é a que mais se aproxima dos resultados da monitorização.

Importa realçar, no entanto, que da análise dos resultados apresentados no Quadro, se constata que a estrutura é particularmente sensível às solicitações térmicas e às condições de apoio. Com efeito, é manifesta a variabilidade, quer em termos de grandeza, quer em termos de orientação, das rotações sob condições distintas dos aparelhos de apoio e para solicitações térmicas diversas.

Quadro 6.IX – Efeitos das várias solicitações térmicas sob diferentes condições de apoio

Secções	Rotações [$^{\circ} * 10^{-2}$]											
	i				ii				iii			
Apoios												
Acção	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
C-I-E2	-0.430	-0.054	-0.484	-2.802	3.117	0.172	3.289	2.435	1.851	0.080	1.931	0.556
T10-2/3	-0.212	-0.246	-0.458	-1.461	0.132	-0.212	-0.080	-0.940	-0.004	-0.223	-0.228	-1.146
T10-1/3	0.808	-0.304	0.504	2.469	0.504	-0.315	0.189	2.023	0.596	-0.309	0.286	2.160
P9	-0.298	-0.138	-0.435	-0.212	0.504	-0.143	0.361	0.911	0.372	-0.138	0.235	0.728
T9-2/3	-0.201	-0.086	-0.286	-0.401	-0.042	-0.080	-0.122	-0.178	-0.092	-0.080	-0.172	-0.252
T9-1/3	0.056	0.126	0.182	0.246	-0.022	0.126	0.104	0.143	0.014	0.126	0.140	0.195
P8	-0.132	-0.010	-0.141	-0.269	0.602	-0.012	0.590	0.762	0.630	-0.013	0.617	0.802
T8-2/3	-0.126	-0.143	-0.269	-0.539	-0.001	-0.143	-0.144	-0.361	-0.042	-0.143	-0.185	-0.418
T8-1/3	0.040	0.126	0.166	0.401	-0.063	0.126	0.063	0.252	-0.023	0.126	0.103	0.309
P7	-0.063	0.010	-0.053	-0.074	0.395	0.010	0.405	0.567	0.619	0.010	0.628	0.882
T7-2/3	-0.063	-0.138	-0.201	-0.424	0.044	-0.138	-0.093	-0.269	-0.001	-0.138	-0.139	-0.338
T7-1/3	0.020	0.120	0.140	0.338	-0.086	0.120	0.034	0.195	-0.045	0.120	0.075	0.246
P6	-0.028	0.005	-0.023	-0.042	0.201	0.005	0.206	0.275	0.647	0.006	0.653	0.905
T6-2/3	-0.034	-0.132	-0.166	-0.378	0.080	-0.132	-0.052	-0.218	0.143	-0.132	0.011	-0.132
T6-1/3	0.017	0.115	0.132	0.327	-0.103	0.115	0.011	0.160	-0.172	0.115	-0.057	0.069
P5	-0.006	0.002	-0.004	-0.057	-0.040	0.001	-0.038	-0.097	-0.039	0.001	-0.038	-0.097

Como se pode ver, a variação das condições de apoio influi significativamente não só na grandeza das rotações observadas mas também na orientação da rotação. Como se disse anteriormente, os aparelhos de apoio exibiam um deficiente estado de conservação, mais evidente nuns do que noutros, pelo que a restrição que estes introduziam constitui uma incógnita.

Por outro lado, é também evidente a influência da temperatura da estrutura nos resultados obtidos, pelo que a sua caracterização é fundamental. Durante o período de monitorização, a observação da temperatura da estrutura limitou-se ao registo da temperatura das cordas e do tabuleiro. Como se viu nos resultados apresentados (ver Capítulo 5), na mesma viga as temperaturas das cordas inferior e superior apresentavam valores diferentes o que constitui, naturalmente, uma dificuldade na definição da temperatura a atribuir às diagonais.

Na secção anterior, onde se discutiu o efeito das acções térmicas no comportamento da estrutura, demonstrou-se que o aumento da temperatura conduzia a perdas de pré-esforço e consequentes deformações na estrutura. Assim, torna-se evidente a necessidade da sua correcta definição na análise do comportamento da estrutura. Nas simulações realizadas, a temperatura das barras foi estimada com base na temperatura das cordas. No entanto, esta assumption pode não ser a mais correcta na medida em que, pelo facto de as barras de pré-esforço serem elementos de características distintas, quer em termos de cor, quer em termos de secção transversal, não há garantias de que as temperaturas adoptadas correspondam às reais.

Outro aspecto a ter em consideração prende-se com o ponto de aplicação do pré-esforço exterior. Como se viu no Capítulo 5, as secções monitorizadas aos terços de vão localizam-se junto dos pontos de inflexão das barras de pré-esforço exterior e, como se viu na Secção 6.4, a corda inferior das vigas apresenta deformações localizadas decorrentes da aplicação de cargas na sua proximidade. Assim, o pré-esforço exterior desempenha um papel decisivo no comportamento da estrutura e, em particular, nas cordas inferiores. Importa ainda referir que, como se referiu na descrição do pré-esforço exterior aplicado à Ponte Eiffel, os desviadores de pré-esforço localizados nos tramos permitem o

escorregamento das barras em relação à estrutura metálica. No entanto, esta é uma condição ideal, verificando-se a existência de atritos, que de algum modo restringem esses movimentos, que não foram reproduzidos no modelo.

Assim, pelos motivos expostos, torna-se bastante difícil, como se disse, reproduzir as condições reais da estrutura no modelo numérico, o que de algum modo pode explicar as diferenças observadas entre os valores obtidos no modelo numérico e os valores registados experimentalmente. Neste contexto, em que a interpretação dos ciclos de variação diária de temperatura se reveste, por si só, de enorme dificuldade, a destriça entre estes e outros efeitos decorrentes dos trabalhos levados a cabo constitui uma tarefa extremamente complexa.

Dadas as dificuldades encontradas na filtragem dos efeitos das solicitações da temperatura, o controlo da integridade estrutural da Ponte Eiffel poderá assentar no balizamento das rotações a observar. Assim, no sentido de avaliar os efeitos sobre a estrutura das rotações observadas, simulou-se no modelo numérico as rotações observadas nas secções e determinou-se o estado de tensão introduzido nas barras.

A análise assentou sobre as rotações de maior magnitude observadas durante o período de observação. Como se viu, todas as secções monitorizadas registaram oscilações muito pouco significativas, oscilando fundamentalmente, devido aos efeitos térmicos. No entanto, foi possível observar a introdução de rotações permanentes nas secções de P9-J e T1-1/3-M.

Realizaram-se então simulações no sentido de perceber qual o estado de tensão introduzido nas barras.

A Figura 6.46 ilustra a deformada da estrutura sob a acção de uma rotação imposta de $-0,15^\circ$ na secção de jusante sobre o pilar P9

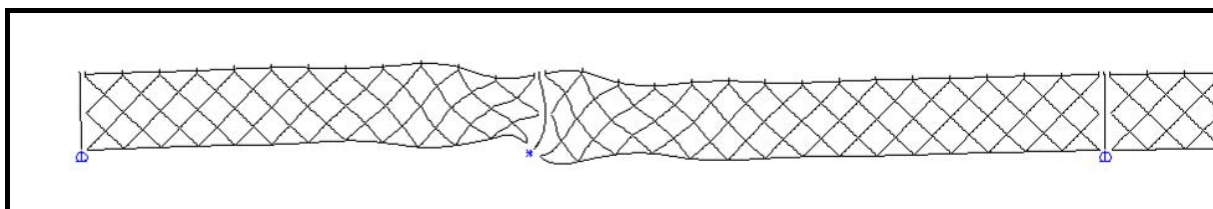


Figura 6.46 – Deformada induzida por uma rotação de $-0,15^\circ$ no nó correspondente a P9-J

Da análise realizada às barras detectou-se que, resultantes da rotação imposta no nó de jusante da secção de apoio sobre o pilar P9, os acréscimos de tensão nas barras mais solicitadas não ultrapassaram os 15 MPa.

De forma análoga, adoptou-se o mesmo procedimento para a secção T1-1/3-M. A deformada resultante de uma rotação de $-0,25^\circ$ imposta na secção T1-1/3-M é apresentada na Figura 6.47.

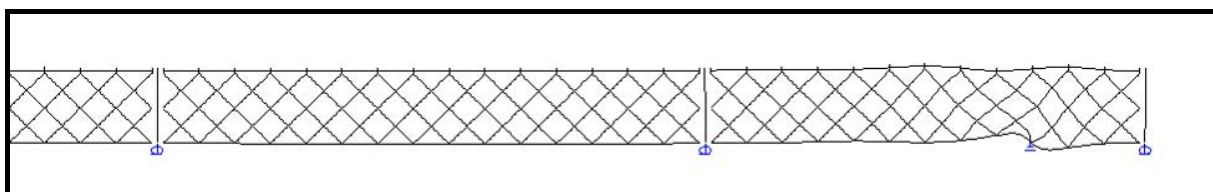


Figura 6.47 – Deformada induzida por uma rotação de $-0,25^\circ$ no nó correspondente a T1-1/3-M

Para esta solicitação constatou-se que os acréscimos de tensão, apesar de mais altos do que no caso anterior, não ultrapassavam os 25 MPa.

É de notar, contudo, que as solicitações são aplicadas de forma isolada, desprezando-se efeitos, naturalmente desconhecidos, que poderão ter desencadeado as deformações observadas. Ainda assim, os dados observados e os resultados das análises efectuadas parecem indicar que os trabalhos de reparação da Ponte Eiffel não introduziram qualquer tipo de deformação danosa na estrutura.

No entanto, pela análise realizada pode concluir-se que o processo de observação da obra não terá sido o mais eficaz. Como se viu, as rotações observadas na Ponte Eiffel não têm o mesmo carácter de uma peça linear. Com efeito, a rotação de qualquer secção tem um efeito muito localizado, sendo quase imperceptível à distância de um ou dois nós daquele onde foi imposta a rotação. Por outro lado, o desconhecimento de muitos dos factores em jogo, enumerados anteriormente, impedia uma adequada filtragem dos efeitos dos agentes ambientais observados experimentalmente.

6.7. O COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA SOB A ACÇÃO DE CARGAS CONHECIDAS

6.7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nesta secção, tendo por base os resultados obtidos durante o Ensaio de Carga (apresentados no Capítulo 5) e os resultados de simulações numéricas levadas a cabo para o efeito, discute-se o comportamento da estrutura sob a acção de cargas conhecidas. Assim, confrontando os resultados experimentais das grandezas observadas com os resultados numéricos pode, por um lado aferir-se a adequabilidade do modelo às condições reais da estrutura, e por outro, compreender a evolução, e os fenómenos a ela associados, das grandezas medidas.

Como se viu, o Ensaio de Carga contemplou a solicitação da estrutura de formas diversas, quer ao nível do tipo de carga, quer ao nível da disposição das cargas na estrutura. A análise dos resultados permitiu verificar que os resultados das passagens lentas, quer dos veículos rodoviários, quer da locomotiva, são representativos do comportamento estrutural. Assim, a avaliação do comportamento da estrutura assentará na confrontação dos resultados experimentais das linhas de influência das grandezas observadas, decorrentes da observação da estrutura durante a passagem lenta dos veículos utilizados, com os resultados obtidos a partir do modelo numérico.

Neste sentido, realizaram-se, no modelo numérico, sucessivas análises estáticas ao longo do comprimento da ponte, com intervalos de 1,0m, com cargas de valor e disposição semelhante às cargas reais introduzidas pelos veículos utilizados durante o Ensaio de Carga e registados os seus efeitos, nomeadamente, deslocamentos e rotações dos nós e esforços nas barras. No sentido de facilitar a análise dos resultados, e dado que os resultados experimentais reflectem, como se viu, as variações das grandezas medidas no tempo associadas às sucessivas posições dos veículos, os resultados numéricos são apresentados graficamente, ilustrando-se a variação das grandezas medidas em função da posição do centro geométrico dos veículos considerados.

A avaliação do comportamento da estrutura incidirá fundamentalmente sobre o tramo 6, compreendendo a avaliação das flechas, das rotações da secção de apoio sobre o pilar P5 e das deformações de algumas secções de barras representativas da estrutura.

6.7.2. FLECHAS

Nesta secção serão comparadas as flechas observadas experimentalmente com as flechas do modelo numérico, quer para a passagem dos camiões a par, quer para a passagem da locomotiva.

Na Figura 6.48 são apresentados os resultados da observação experimental das flechas no tramo 6 durante a passagem de dois veículos rodoviários pesados de mercadorias, correspondente ao Percurso A3. Como se pode ver, os deslocamentos verticais observados em cada uma das vigas revelam algumas discrepâncias. No entanto, como se explicitou anteriormente, isto pode dever-se às perturbações introduzidas no sistema de medição devido às vibrações induzidas pelo movimento dos veículos. Ainda assim, e tendo também em consideração os resultados obtidos durante as passagens com posições estáticas – Percurso A1 –, pode dizer-se que as flechas dos tramos intermédios, sob a acção dos veículos rodoviários a par, se situam entre os 5,0 e os 5,5mm.

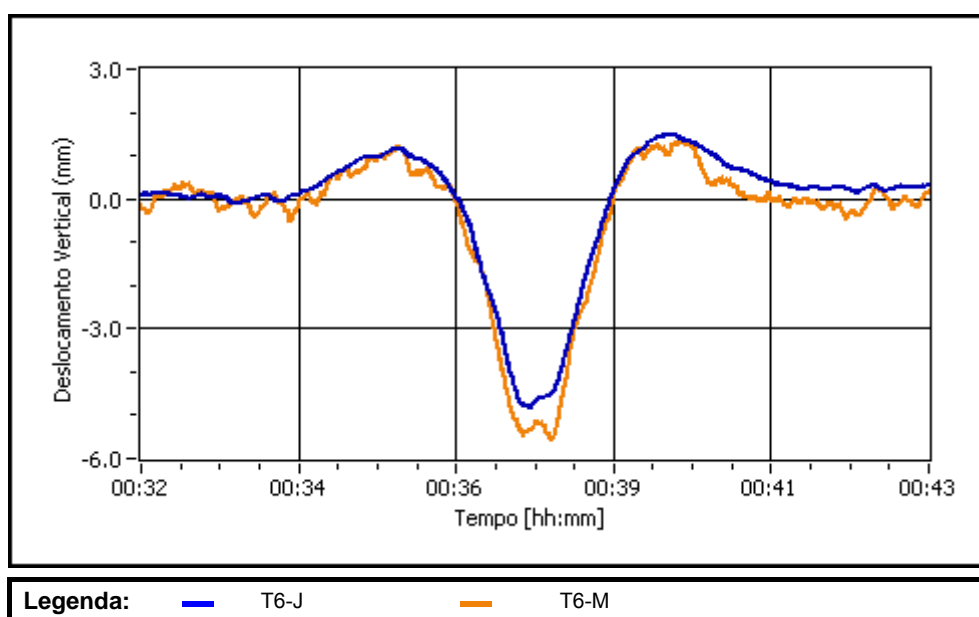


Figura 6.48 – Observação experimental das flechas do T6 durante o Percurso A3

Os resultados da flecha obtida com o modelo numérico sob as mesmas condições de solicitação do Percurso A3 – sucessivas posições de carregamento correspondentes às cargas dos camiões colocados a par – são apresentados na Figura 6.49.

Como se pode ver, a flecha observada numericamente é de 5,4mm enquanto a flecha experimental se situa, como se disse, entre os 5,0 e os 5,5mm. Assim, pode constatar-se uma boa correspondência entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados do modelo numérico.

Da análise dos resultados, constata-se, quer nos numéricos, quer nos experimentais, designadamente na flecha do lado de montante, a existência de dois picos nos valores das flechas.

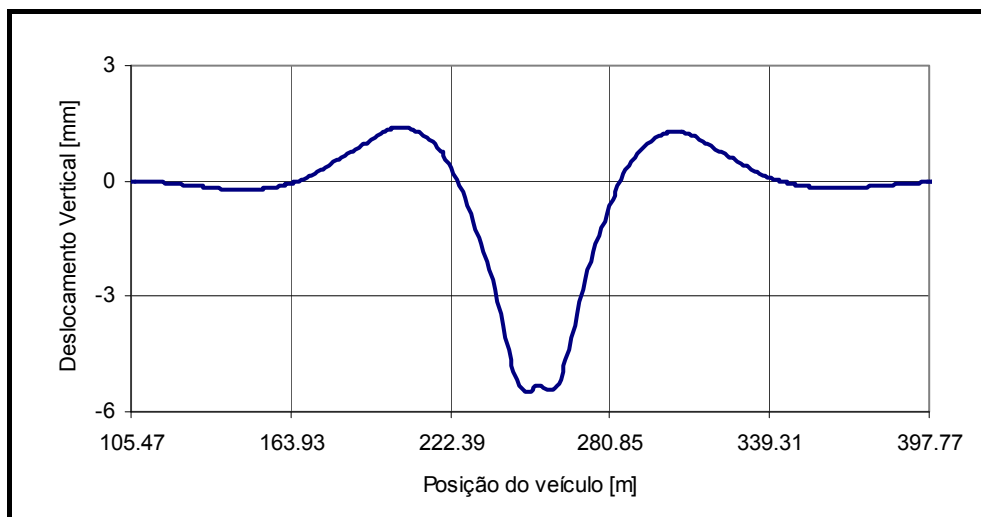


Figura 6.49 – Resultados numéricos da flecha do T6 para a mesma solicitação do Percorso A3

Observando a deformada da estrutura quando os camiões estão localizados a meio vão do tramo, ilustrada na Figura 6.50, constata-se que a corda superior, na zona dos nós directamente carregados (lembre-se que os módulos do tabuleiro rodoviário se apoiam sobre os nós das vigas) é sujeita a deformações localizadas com alguma expressão. Assim, as diagonais concorrentes nesses nós são “empurradas”, conduzindo a deformações localizadas, nas regiões onde concorrem com as cordas inferiores, ainda que menos notórias nas cordas inferiores. Assim, surgem duas zonas na corda inferior com deformações localizadas, superiores às deformações globais das vigas. Uma vez que o nó onde se observa a flecha corresponde à intersecção das diagonais a meio-vão junto à corda inferior, assim se explica os dois picos de deformação observados.

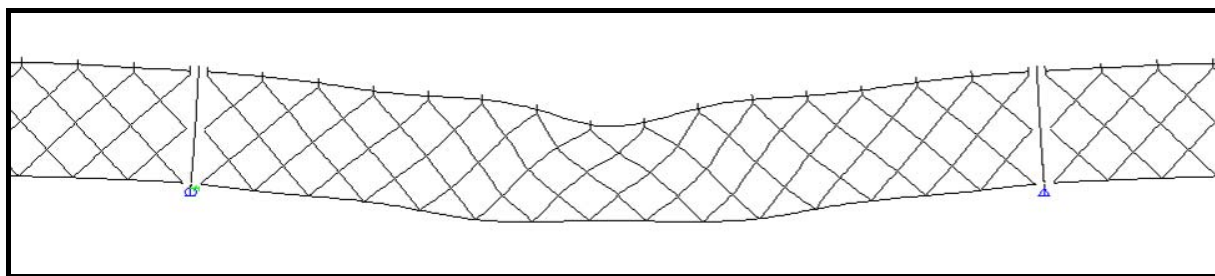


Figura 6.50 – Deformada do tramo 6 sob a acção de 2 camiões posicionados a meio-vão do tramo

Note-se que os picos não são observados adequadamente em todos resultados experimentais uma vez que, tendo uma reduzida expressão, as condições da obra e da observação no local, poderão impedir a sua detecção.

Analisando os resultados da passagem da locomotiva, cujos resultados experimentais e numéricos das flechas no tramo 6, decorrentes da sua passagem no sentido Viana do Castelo – Porto, são apresentados, respectivamente, nas Figura 6.51 e Figura 6.52, observa-se uma boa correspondência entre eles. Com efeito, tendo em consideração os resultados experimentais obtidos, constata-se que as flechas para este caso de carga rondam os 11,0mm, tendo-se obtido no modelo numérico uma flecha máxima de 11,5mm.

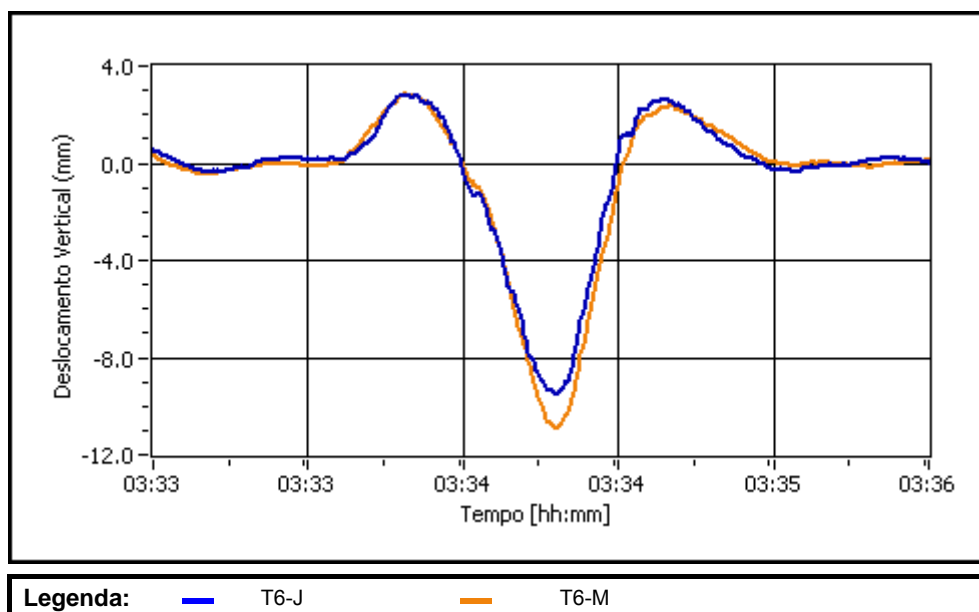


Figura 6.51 – Observação experimental das flechas do T6 durante o Percurso C2

De modo análogo ao que se verificou nos resultados numéricos da flecha durante a passagem dos camiões, a flecha decorrente da passagem da locomotiva apresenta dois picos, neste caso mais notórios. Note-se que, uma vez que o ruído introduzido com a passagem da locomotiva se faz sentir de uma forma mais acentuada, os picos referidos não são detectados nos resultados experimentais.

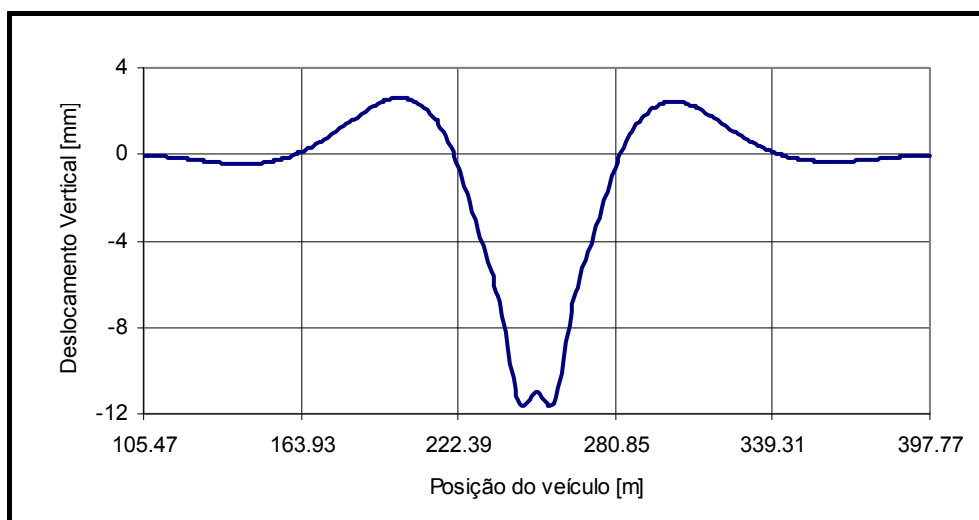


Figura 6.52 – Resultados numéricos da flecha do T6 para a mesma solicitação do Percurso C2

Como se pode ver na Figura 6.53, onde se ilustra a deformada da estrutura sob a acção da locomotiva posicionada a meio vão do tramo, é notória a deformação local da corda inferior. Com efeito, devido ao carregamento de cada conjunto de eixos (dianteiro e traseiro) verifica-se que a corda inferior sofre deformações localizadas, pelo que os picos observados nos resultados numéricos resultam da passagem sucessiva dos dois conjuntos de rodados sobre a secção instrumentada.

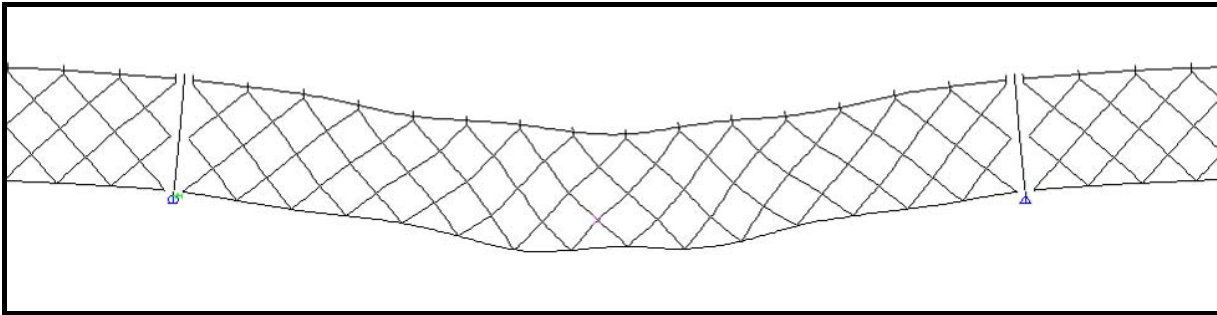


Figura 6.53 – Deformada do tramo 6 sob a acção da locomotiva posicionada a meio-vão do tramo

Como se pode ver, os picos observados durante a passagem da locomotiva têm maior expressão do que os observados durante a passagem dos camiões, o que se deve, por um lado, ao facto de as cargas da locomotiva corresponderem a cerca do dobro do conjunto dos dois camiões e, por outro, o sistema de medição estar sensivelmente ao nível da solicitação da locomotiva, o que leva a que os efeitos locais das deformações se façam sentir com maior intensidade.

Não obstante as diferenças registadas entre os resultados experimentais e os resultados numéricos, observa-se uma boa correspondência entre eles. Ainda assim, importa referir que os resultados numéricos, em ambas as solicitações são ligeiramente superiores aos experimentais.

6.7.3. ROTAÇÕES

De modo análogo ao efectuado para as flechas, nesta secção será avaliado o efeito das cargas ao nível da rotação das secções de apoio designadamente sobre o Pilar P5. Os resultados experimentais e numéricos das rotações observadas na secção de apoio sobre o pilar P5, durante a passagem lenta dos veículos rodoviários a par, correspondente ao Percurso A3, são apresentados, respectivamente, nas Figura 6.54 e Figura 6.55.

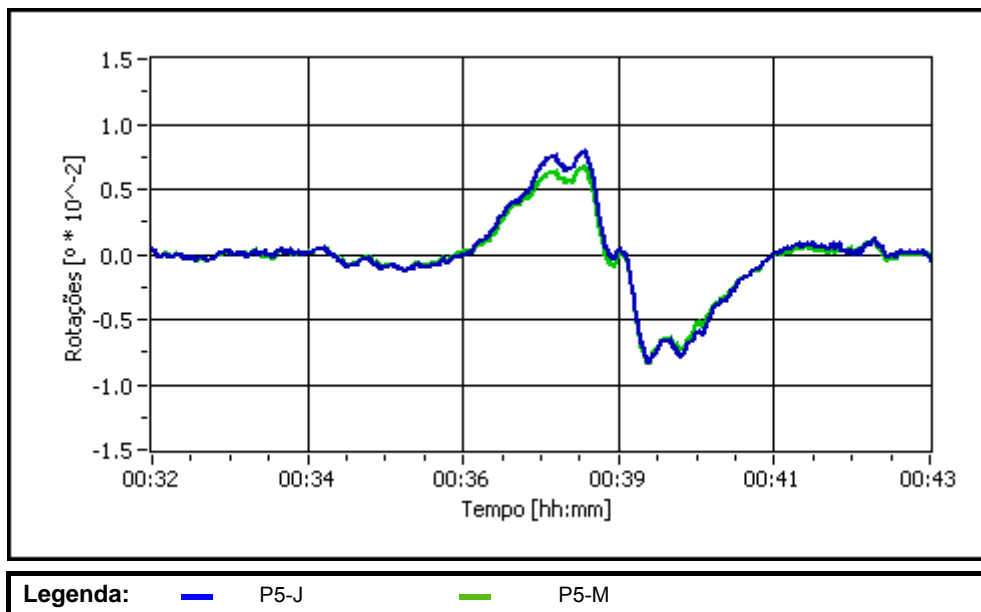


Figura 6.54 – Observação experimental das rotações da secção P5 durante o Percurso A3

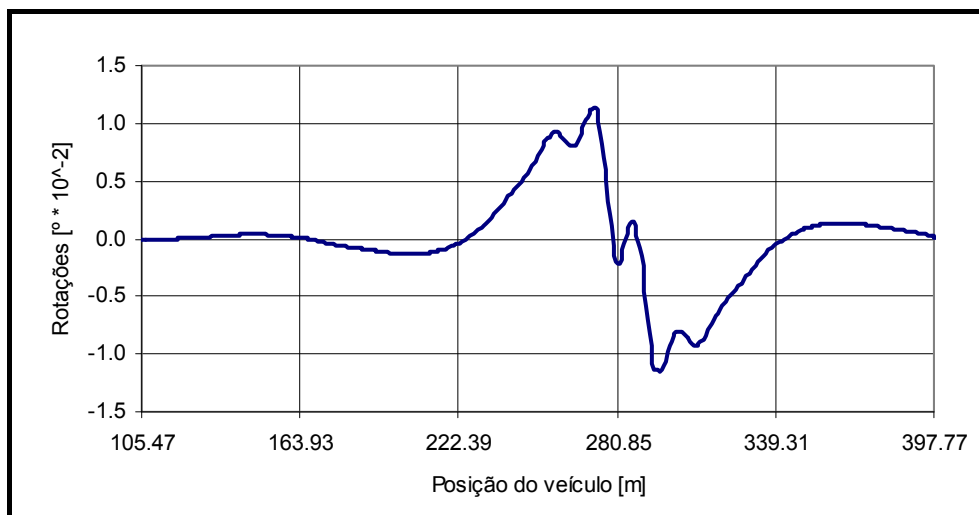


Figura 6.55 – Resultados numéricos da rotação do P5 para a mesma solicitação do Percurso A3

Como se pode ver, não obstante a diferença observada ao nível da grandeza, verifica-se que os resultados numéricos se ajustam bastante bem aos experimentais.

Com efeito, enquanto que experimentalmente se registou uma rotação máxima de cerca de $0,0070^{\circ}$, os resultados numéricos atingiram o valor de $0,0114^{\circ}$. Contudo, em qualquer deles são visíveis as mesmas inflexões na evolução das rotações.

Analisando os picos de rotação observados quando o veículo circula sensivelmente a meio do tramo, conduzindo aos valores máximos registados na secção, verifica-se que estes têm origem em dois efeitos distintos – deformação global da viga e deformação local das cordas. Concentrando o estudo na passagem do veículo no tramo 6 constata-se que o primeiro pico, correspondente a uma posição das cargas próximas do meio-vão do tramo, corresponde a um efeito global. Naquela posição das cargas, a rotação da secção, decorrente apenas dos efeitos globais, é máxima, pelo que a partir daí começa a decrescer. Com o avanço das cargas em direcção à secção de apoio, começam a fazer-se sentir os efeitos locais, aumentando a rotação da secção, conduzindo mesmo a um valor superior à rotação decorrente do efeito global das cargas. Estes efeitos são facilmente compreendidos através da observação da deformada da estrutura para os casos de carga que conduzem aos valores notáveis observados.

A Figura 6.56 ilustra a deformada da estrutura devida à acção dos camiões posicionados próximo do meio-vão do tramo 6, correspondente ao primeiro máximo local. Como se pode ver, as rotações observadas nas secções de apoio, decorrem de efeitos globais de flexão da viga no seu conjunto naquelas secções. Observando a Figura 6.57, que ilustra a deformada da estrutura sob a acção dos veículos colocados junto ao pilar P5, correspondente à posição que conduz ao máximo absoluto, verifica-se que os efeitos localizados sobre a corda inferior conduzem ao aumento das rotações nessa secção.

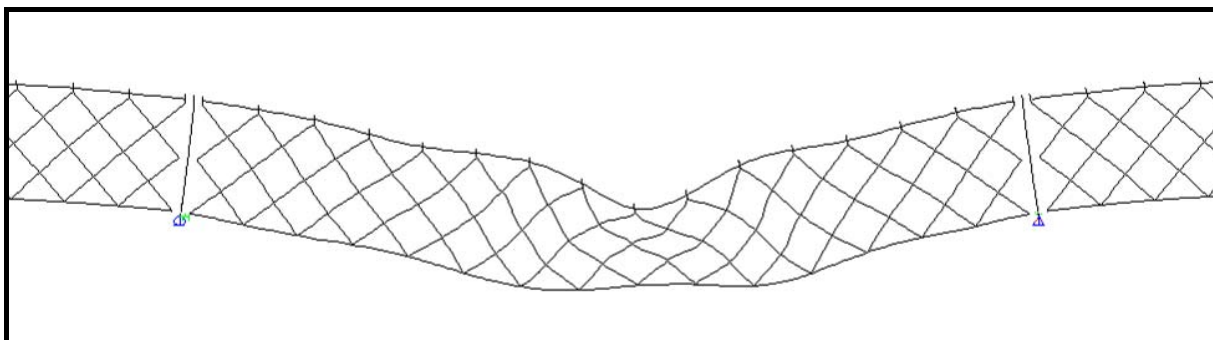


Figura 6.56 – Deformada do tramo 6 sob a acção dos camiões posicionados próximo do meio-vão do T6

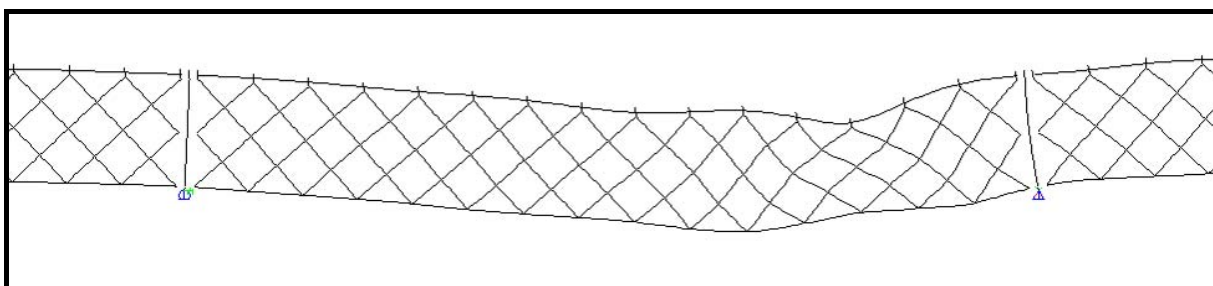


Figura 6.57 – Deformada do tramo 6 sob a acção dos camiões posicionados próximo do pilar P5

À medida que os veículos de vão aproximando da secção de apoio verifica-se uma nova inversão no sentido da evolução da rotação. Observando a deformada da estrutura correspondente à posição dos veículos que conduz ao mínimo local registado junto à secção de apoio, ilustrada na Figura 6.58, verifica-se que a inflexão decorre, uma vez mais de deformações locais das cordas. Como se pode ver, a solicitação ao nível da corda superior induz a flexão do montante, que introduz rotações de sentido contrário na secção de apoio.

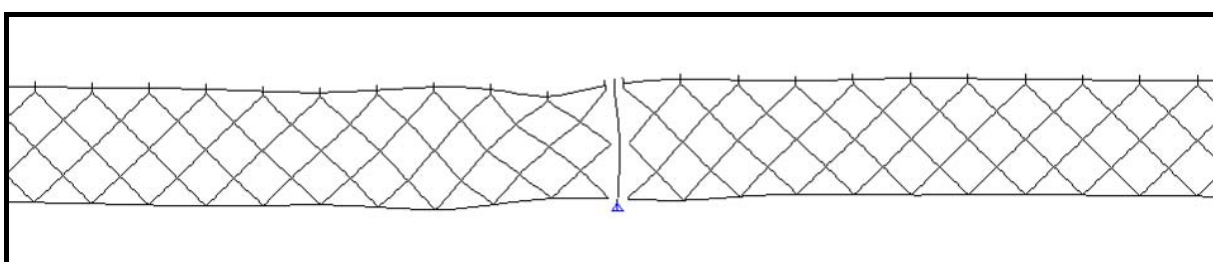


Figura 6.58 – Deformada do tramo 6 sob a acção dos camiões posicionados junto ao pilar P5

Analisando os resultados da passagem da locomotiva no sentido Viana do Castelo – Porto, em geral, as considerações efectuadas para a solicitação anterior, são também válidas. Comparando os resultados experimentais, ilustrados na Figura 6.59, com os numéricos, apresentados na Figura 6.60, constata-se que os segundos apresentam, novamente, valores superiores aos primeiros. Por outro lado, observam-se as mesmas inflexões na evolução das rotações. Contudo, em consequência do nível de ruído observado, estas não são tão perceptíveis nos resultados experimentais.

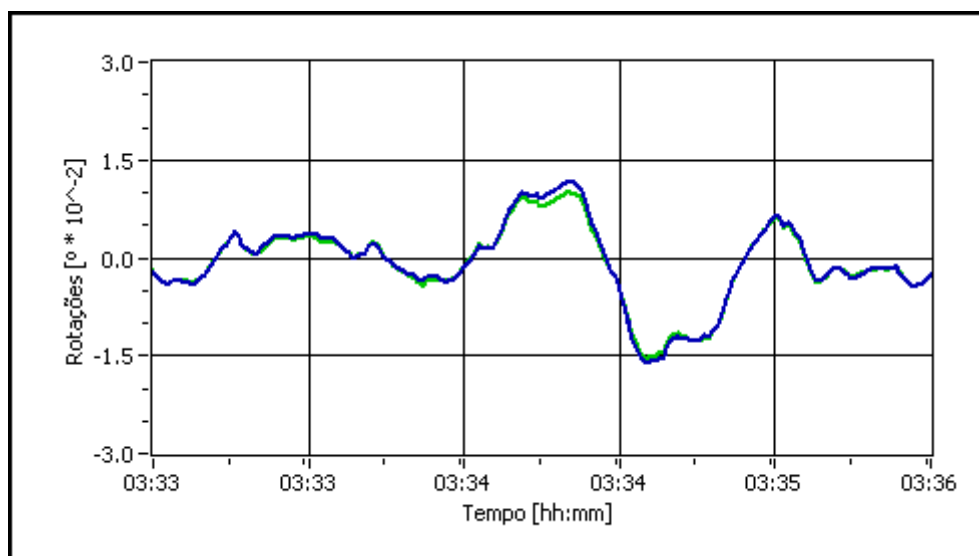


Figura 6.59 – Observação experimental das rotações da secção P5 durante o Percurso C2

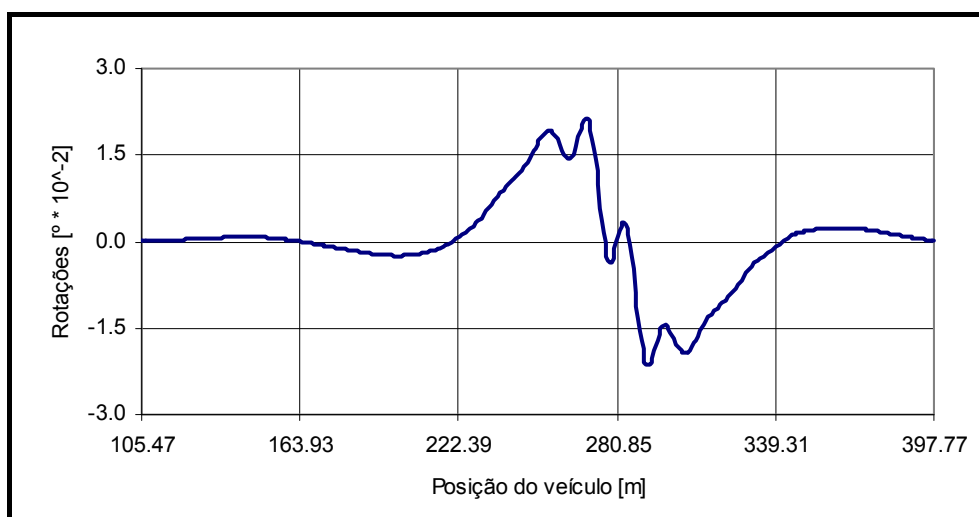


Figura 6.60 – Resultados numéricos da rotação do P5 para a mesma solicitação do Percurso C2

Pelo facto de se deverem a motivos análogos aos explicitados anteriormente para o caso da passagem dos veículos rodoviários, a discussão detalhada das inflexões observadas é dispensada.

No que concerne à globalidade dos resultados obtidos importa destacar que apesar das rotações observadas experimentalmente serem inferiores às numéricas, constata-se que as flechas praticamente coincidem. Neste contexto importa relembrar as conclusões tiradas na Secção 6.3.2, onde se efectuou uma análise de sensibilidade do comportamento estrutural. Como se viu, as rotações aplicadas ao nível das secções de apoio não se fazem sentir senão nas proximidades do ponto de aplicação da solicitação. Assim, conclui-se que, para as flechas observadas, os efeitos das rotações nas secções de apoio não assume um papel relevante.

Reportando às rotações observadas experimentalmente na secção de apoio no encontro, constatou-se que as rotações de montante e de jusante divergiam significativamente. Contudo, esse comportamento

não se fazia sentir na deformada global da estrutura na medida em que as flechas observadas nas vigas de montante e jusante do tramo 10 eram coincidentes.

Este aspecto do comportamento foi verificado através de algumas simulações numéricas considerando a rotação dos aparelhos de apoio impedidas, tendo-se verificado que as flechas eram muito próximas das observadas nas condições idealizadas da estrutura – com rotação livre.

6.7.4. EXTENSÕES

A capacidade de carga de uma ponte ferroviária metálica é, em geral, limitada pela resistência das peças e suas ligações mais esforçadas tendo em consideração a fadiga, pelo que o conhecimento do estado de tensão introduzido nas peças pela passagem dos veículos é fundamental. Em pontes metálicas antigas treliçadas, os problemas de fadiga surgem, em primeiro lugar, nas longarinas, sobre as quais estão assentes as travessas de madeira onde repousam os carris, e nas carlingas que transmitem as cargas às vigas principais. Note-se que os referidos elementos são sujeitos a um maior número de ciclos de carga e descarga do que as vigas principais. Para os elementos mais pequenos cada eixo, ou conjunto de eixos, representa um ciclo de tensão enquanto na viga principal a passagem de cada comboio corresponde a um ciclo de tensão [12]

Como se viu no Capítulo 5 observam-se muitas inflexões e picos nas extensões, pelo que nesta secção se procura compreender quais os efeitos que conduzem ao comportamento observado. O estudo incidirá fundamentalmente nas secções de meio-vão das cordas e na secção instrumentada da longarina ferroviária.

Na análise das extensões efectuada considerou-se como válido o Princípio de Saint-Venant que estabelece que se um corpo estiver sujeito à acção de um sistema de forças actuando numa zona limitada da sua superfície, as tensões e deformações que esse sistema de forças provoca a uma distância grande da superfície de aplicação não dependem da maneira como as forças estão aplicadas mas apenas da sua resultante. Esta distância “grande” pode, na maioria dos casos, ser considerada como igual à maior dimensão da superfície onde estão aplicadas as forças [48]. Como se viu, a Ponte Eiffel sendo uma estrutura contínua contém inúmeras zonas de ligação, com sobreposições de chapas ligadas através de rebites. No entanto, a instrumentação procurou afastar-se o suficiente dessas “descontinuidades”, pelo que o Princípio de Saint-Venant é válido para as secções instrumentadas. Assim, o estado de tensão nas peças foi determinado com base nos esforços resultantes nas secções instrumentadas.

Nas peças lineares é possível relacionar de maneira simples os esforços que actuam simetricamente em relação à secção (esforço normal e momento flector) com as tensões que eles provocam, especialmente se a relação tensão-extensão for linear. Para os esforços que não actuam simetricamente (esforço transversal e momento torçor) esse relacionamento já não é tão simples. Define-se como peça linear uma peça em que uma das dimensões é consideravelmente superior às outras duas e que pode ser encarada como gerada por uma figura geométrica plana que se desloca ao longo de uma linha recta (ou curva com grande raio de curvatura), mantendo-se perpendicular a essa linha. A forma e dimensões dessa figura – secção transversal da peça – podem variar, mas não de forma brusca.

De acordo com o princípio de Bernoulli, quando numa peça linear actuam apenas esforço normal e momento-flector constantes, as suas secções, desde que suficientemente afastadas de singularidades para que o princípio de Saint-Venant se mantenha válido, mantêm-se planas após a deformação. Note-se que esta afirmação é válida independentemente das características reológicas do material que

constitui a peça e independentemente do tamanho das deformações. Note-se que a situação referida constitui um problema simétrico relativamente a qualquer secção da peça.

No entanto, se o momento-flector variar ao longo da peça a simetria perde-se, tanto devido ao facto de o momento ser diferente nas duas extremidades da peça, como devido ao aparecimento do esforço transversal. Ainda assim, verifica-se que as tensões geradas no interior de uma peça linear por um momento flector constante não se alteram com a introdução de um esforço transversal constante e, de uma maneira geral, alteram-se pouco com a introdução de um esforço transversal variável. Assim o estudo das tensões devidas à flexão pode ser feito considerando o esforço transversal nulo e, por consequência, momento-flector constante.

Assim, decompondo o momento-flector nas suas componentes segundo os eixos principais centrais de inércia, as tensões e deformações podem ser obtidas aplicando o princípio da sobreposição dos efeitos, através da expressão amplamente conhecida para o cálculo de tensões em secções [48].

Nas Figura 6.61 e Figura 6.62 são apresentadas, respectivamente, as extensões observadas experimentalmente e as extensões calculadas com base nos resultados do modelo numérico, na secção de meio vão da corda superior, durante a passagem lenta dos dois veículos rodoviários a par, correspondente ao Percurso A3. Como se pode ver, apesar dos resultados numéricos serem ligeiramente superiores aos observados experimentalmente, verifica-se uma boa correspondência entre eles. Nas figuras pode observar-se que quando o veículo circula nos tramos adjacentes ao instrumentado as deformações em cada uma das fibras são praticamente coincidentes, verificando-se diferenças significativas, com várias inflexões, quando o veículo circula no tramo instrumentado.

No sentido de melhor compreender este comportamento retirou-se, do modelo numérico, os esforços observados na secção em causa, nomeadamente o esforço axial e o momento-flector na direcção do eixo principal central de maior inércia. Os resultados são apresentados respectivamente nas Figura 6.63 e Figura 6.64.

Como se pode ver, o esforço axial traduz o comportamento global da estrutura, funcionando as cordas como banzos das vigas principais. Assim, quando o veículo está localizado nos tramos adjacentes os esforços observados são de tracção e, quando circula no tramo instrumentado, são de compressão.

No que concerne às diferenças registadas nas extensões das várias fibras, constata-se que estas se devem à introdução de momentos flectores na peça devida à passagem do veículo pelo tramo instrumentado. Observando a evolução dos momentos na secção, verifica-se a existência de cinco extremos locais, três máximos e dois mínimos, coincidentes com as inflexões nas extensões observadas. Note-se que, quando o veículo está posicionado a meio vão do tramo, o momento flector introduzido na peça é máximo conduzindo a que, na fibra inferior, os efeitos do momento (devidos à flexão local da corda) se sobreponham aos do esforço axial (associados à deformação global da viga) verificando-se esforços de tracção nessa fibra.

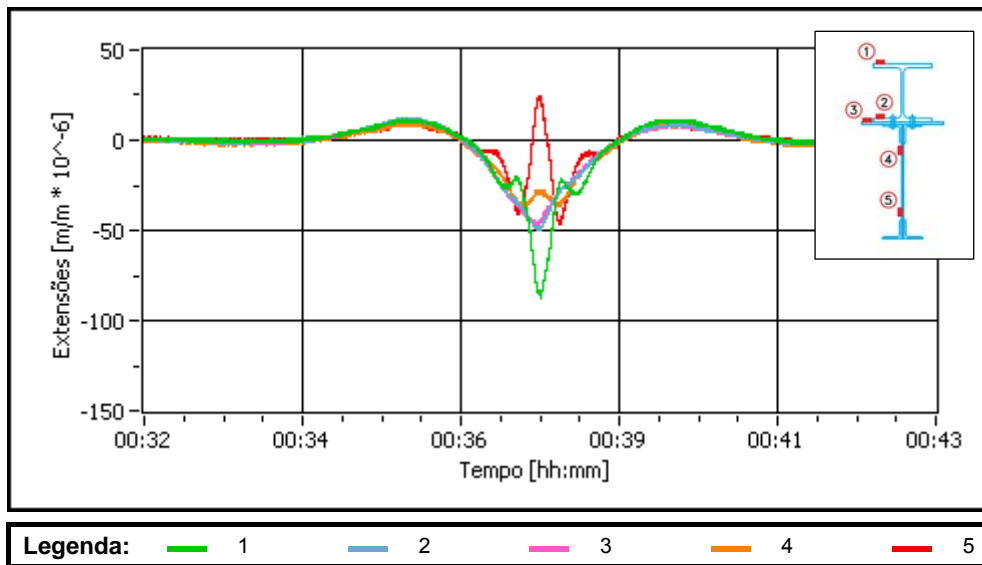


Figura 6.61 – Observação experimental das extensões da C.S.T6.V.J durante o Percurso A3

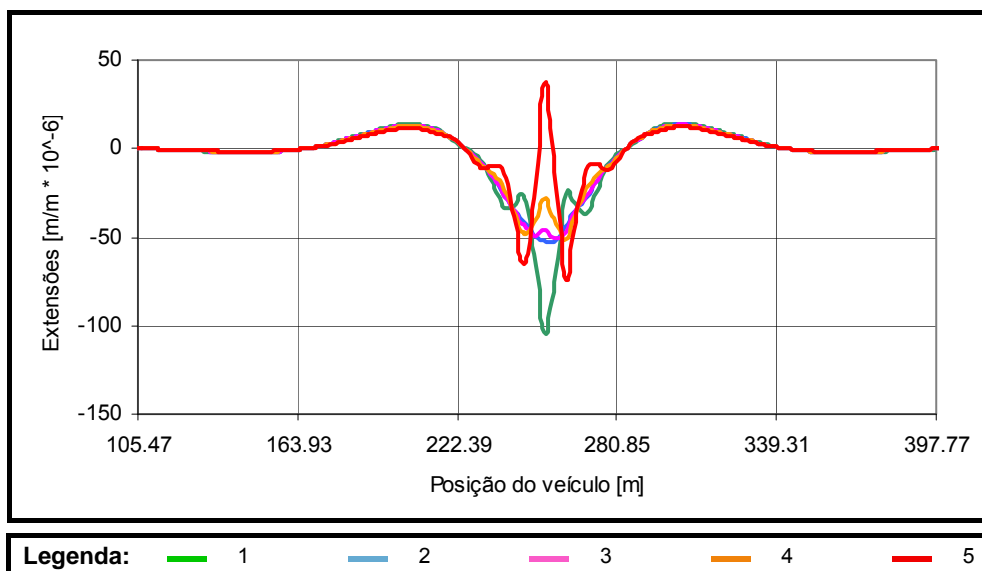


Figura 6.62 – Resultados numéricos das extensões da C.S.T6.V.J. para a mesma solicitação do Percurso A3

A origem dos momentos flectores registados na secção pode ser observada na Figura 6.66. Como se vê, a passagem do veículo conduz à introdução de momentos positivos nas barras directamente solicitadas e negativos nas barras adjacentes, da corda superior. Em barras mais afastadas da região de solicitação registam-se novamente, apesar de em menor escala, momentos positivos. Deste modo, verifica-se que existe uma correspondência directa entre o diagrama de momentos observado na corda superior e os momentos registados na secção devidos às sucessivas posições de carga.

Deve salientar-se ainda que os diagramas de esforços observados estão naturalmente associados à deformada das barras. Na Figura 6.50, na qual se ilustra a deformada do tramo 6 sob a acção dos veículos colocados a meio-vão, além da deformação global, é possível observar a deformação localizada das cordas, sendo mais significativa na superior, junto à aplicação da carga.

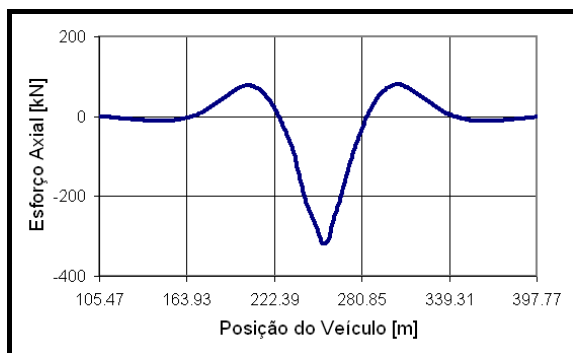


Figura 6.63 – Esforço Axial da C.S.T6.V.J. durante o Percurso A3

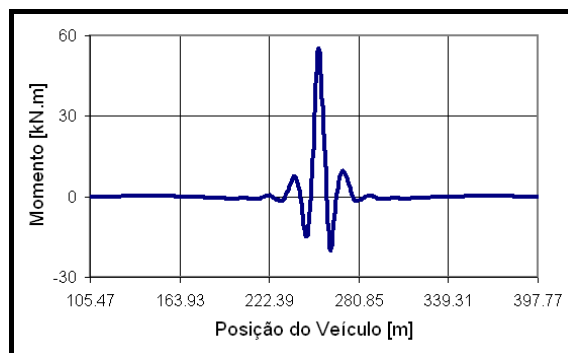


Figura 6.64 – Momento flector da C.S.T6.V.J. durante o Percurso A3

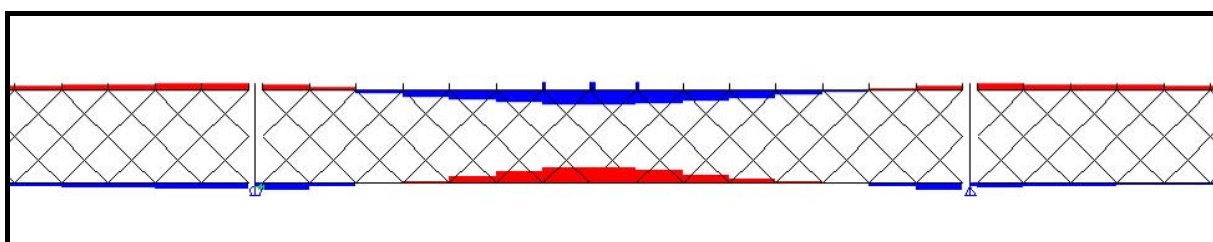


Figura 6.65 – Diagramas de esforço axial devido à solicitação dos camiões a meio vão do tramo 6

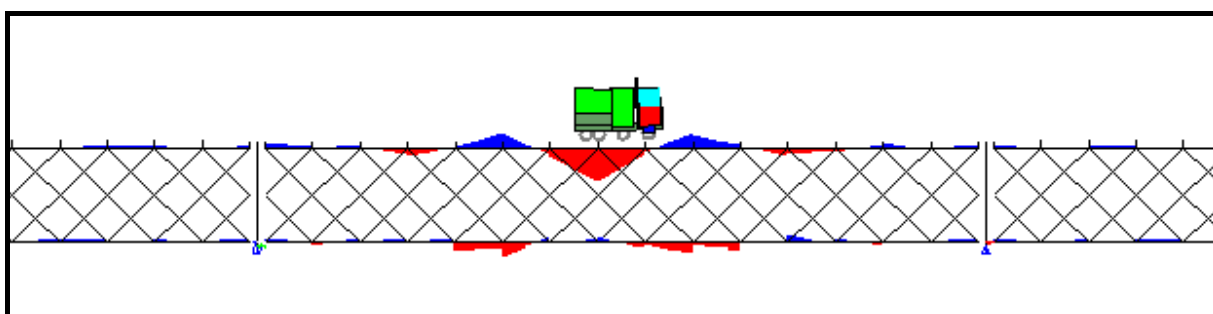


Figura 6.66 – Diagramas de momento flector devidos à solicitação dos camiões a meio vão do tramo 6

Analisando os resultados da secção de meio vão da corda inferior para a mesma solicitação (Percurso A3) verifica-se, analogamente à secção da corda superior, que os resultados numéricos se ajustam bastante bem aos experimentais, apresentados, respectivamente nas Figura 6.68 e Figura 6.67. Nesta secção, como se pode ver, os resultados numéricos são ligeiramente superiores aos experimentais, sendo o maior desvio verificado no extensómetro número 3.

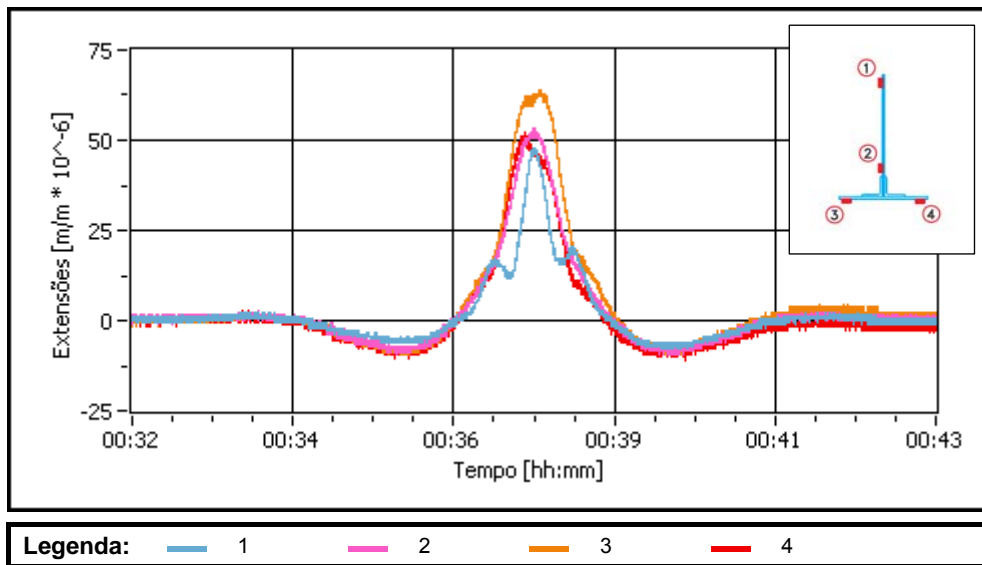


Figura 6.67 – Observação experimental das extensões da C.I.T6.V.J durante o Percurso A3

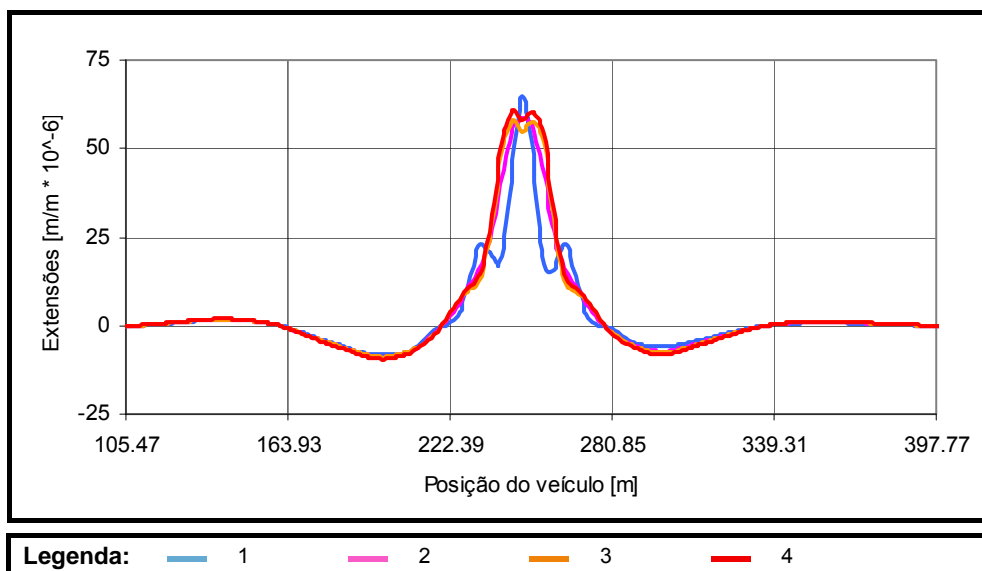


Figura 6.68 – Resultados numéricos das extensões da C.I.T6.V.J. para a mesma solicitação do Percurso A3

À semelhança do que se constatou na secção da corda superior, são notórios os efeitos do comportamento global da estrutura, com o esforço axial a variar em conformidade com a posição do veículo na estrutura (ver Figura 6.69), e os efeitos decorrentes da flexão da corda inferior durante o período em que os veículos circulam sobre o tramo instrumentado (ver Figura 6.70).

Como se pode ver, durante a passagem dos veículos registam-se, uma vez mais, cinco extremos locais na evolução dos momentos observados na secção, correspondentes com as diferenças e inflexões observadas nas deformações das fibras monitorizadas. No entanto, neste caso, três desses extremos são mínimos, correspondentes a momentos negativos, e dois são máximos, correspondentes a momentos positivos.

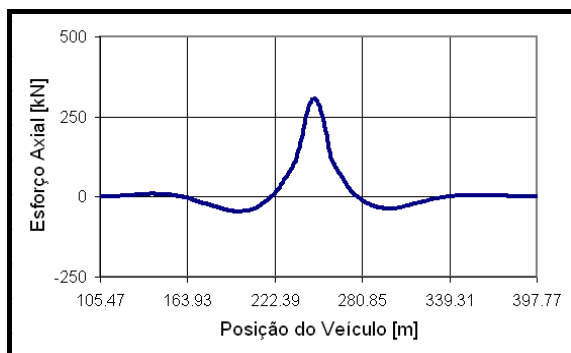


Figura 6.69 – Esforço Axial da C.I.T6.V.J. durante o Percurso A3

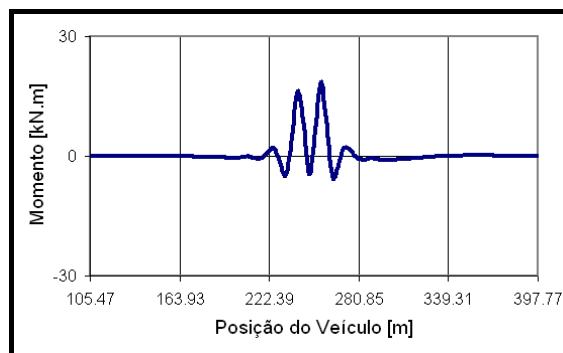
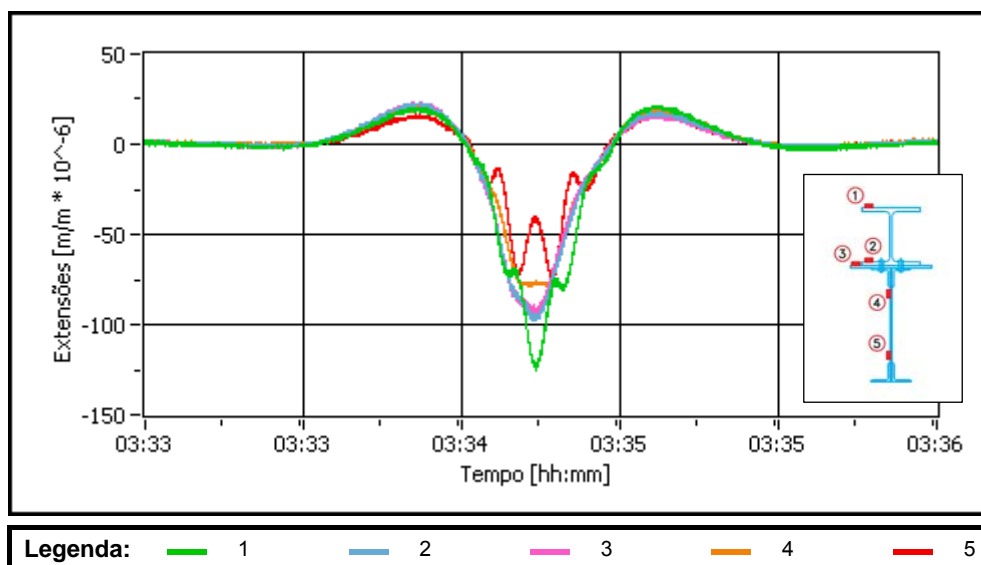


Figura 6.70 – Momento flector da C.I.T6.V.J. durante o Percurso A3

Note-se, ainda, que, em virtude dos momentos flectores serem mais reduzidos, os efeitos da flexão nas deformações observadas não são tão expressivos como na secção anterior. Como se pode ver na Figura 6.66, a passagem dos veículos no tabuleiro superior conduz à deformação da corda superior que, através das diagonais, induz a flexão, apesar de em menor escala, da corda inferior. Outro aspecto que importa referir prende-se com o facto de as flexões induzidas serem de natureza contrária. Observando a mesma secção verifica-se que a uma flexão positiva na corda superior corresponde uma flexão negativa na inferior.

De seguida discutem-se os resultados das deformações observadas nas secções de meio-vão das cordas das vigas principais durante a passagem da locomotiva no sentido Viana do Castelo – Porto, correspondente à segunda parte do Percurso C2. As Figura 6.71 e Figura 6.72 ilustram, respectivamente, os resultados experimentais e as deformações da corda superior calculadas com base no modelo numérico. Como se pode ver, uma vez mais, os resultados numéricos aproximam-se dos experimentais, não obstante o facto de, à semelhança do que se observou para o Percurso A3, os primeiros serem ligeiramente superiores aos segundos.



Legenda: 1 (verde), 2 (azul), 3 (rosa), 4 (laranja), 5 (vermelho)

Figura 6.71 – Observação experimental das extensões da C.S.T6.V.J durante o Percurso C2

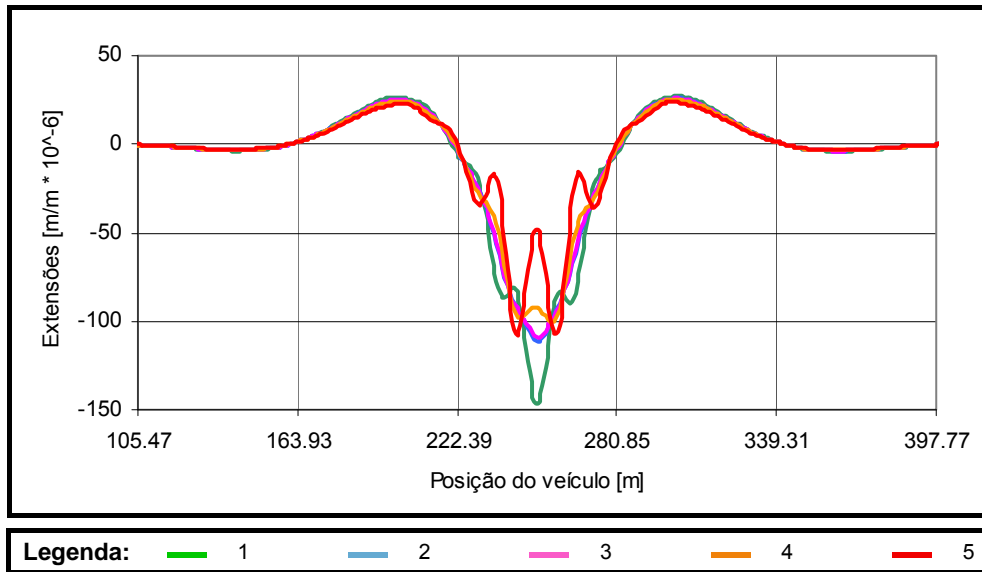


Figura 6.72 – Resultados numéricos das extensões da C.S.T6.V.J. para a mesma solicitação do Percurso C2

Os resultados evidenciam, novamente, não só o comportamento global da estrutura, com a secção a ser traccionada e comprimida quando a locomotiva se encontra, respectivamente, nos tramos adjacentes e no tramo instrumentado, mas também a flexão local da corda, quando o veículo percorre o tramo da secção estudada. Note-se, no entanto, que o efeito relativo da flexão não é, neste caso de carga, tão importante como no anterior.

Observando o esforço axial na secção, ilustrado na Figura 6.73, constata-se, como seria de esperar, dada a diferença no nível de solicitações, que este é significativamente maior do que no caso anterior. Por outro lado, os momentos induzidos na secção, ilustrados na Figura 6.74, são menores. Assim, o seu efeito não tem o mesmo peso que no caso de carga anterior, tornando o efeito da flexão menos importante do que no caso anterior.

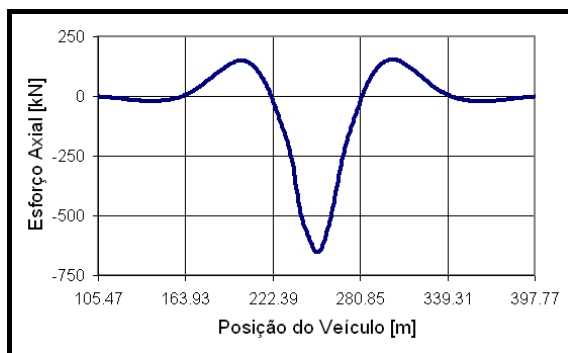


Figura 6.73 – Esforço Axial da C.S.T6.V.J. durante o Percurso C2

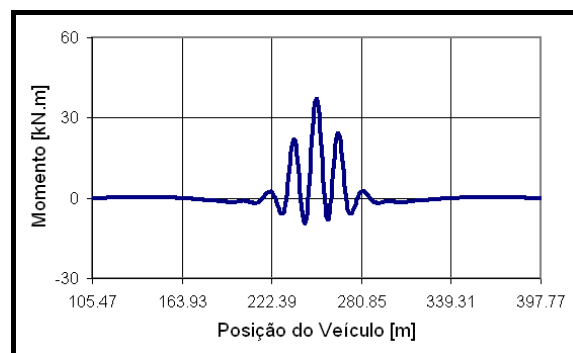


Figura 6.74 – Momento flector da C.S.T6.V.J. durante o Percurso C2

Como se pode ver na Figura 6.76, onde se apresenta o diagrama de momentos do tramo 6 sob a acção da locomotiva colocada a meio-vão, a corda inferior, sob a sua acção, flecte sob as regiões dos seus eixos, conduzindo a momentos flectores positivos nessas barras e negativos nas adjacentes. Pela acção

das diagonais, a deformação registada na corda inferior é transmitida à superior, verificando-se, ainda que em menor escala, a sua deformação, conduzindo a três regiões com momento positivo e duas com negativo. Como se viu atrás, o diagrama de momentos está em concordância com a evolução dos momentos na secção instrumentada e com as correspondentes diferenças e inflexões nas deformações observadas, registando-se três máximos locais – positivos – e dois mínimos locais – negativos.

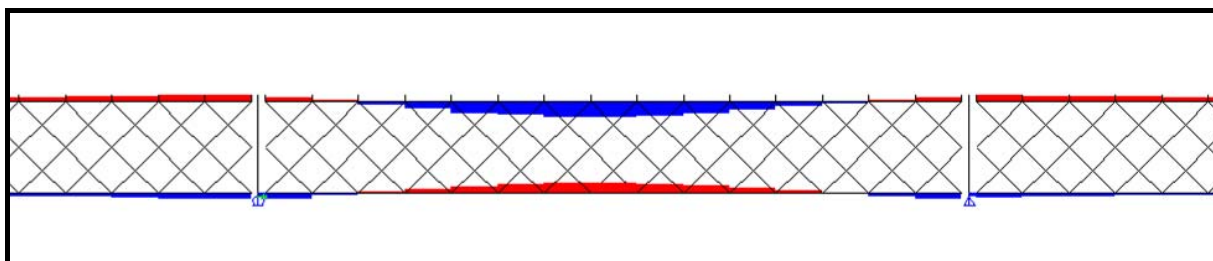


Figura 6.75 – Diagramas de esforço axial devido à solicitação da locomotiva a meio vão do tramo 6

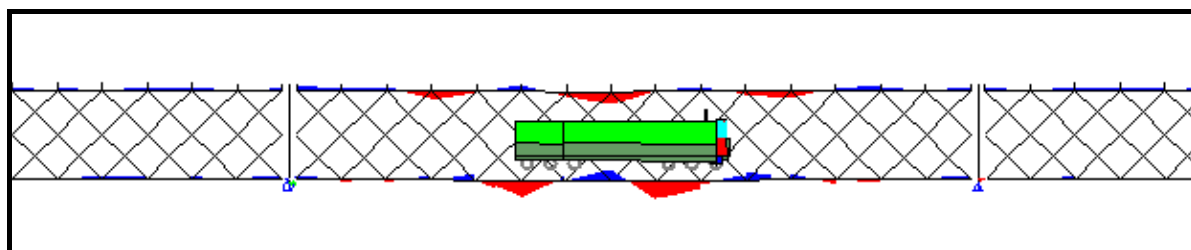


Figura 6.76 – Diagramas de momento flector devidos à solicitação da locomotiva a meio vão do tramo 6

Nas Figura 6.77 e Figura 6.78 apresentam-se, respectivamente, as deformações observadas experimentalmente e as calculadas com base nos resultados do modelo numérico, na secção de meio-vão da corda inferior durante a passagem da locomotiva.

Não obstante algumas diferenças registadas em alguns dos sensores, os resultados numéricos são muito próximos dos observados. Da análise das figuras observa-se, uma vez mais o comportamento global da estrutura, atestado pela Figura 6.79, onde se ilustra a evolução do esforço axial na secção.

No entanto, nos resultados obtidos, destaca-se a existência de dois picos nas deformações. Como se pode ver na Figura 6.80, durante a passagem da locomotiva, o momento regista, além de dois valores máximos (positivos), regista ainda três valores mínimos (negativos). Da análise da Figura 6.76, constata-se que estes extremos locais correspondem ao diagrama de momentos observado na corda inferior, conduzindo às diferenças e inflexões dos valores das deformações na secção. Importa salientar que os picos de flexão estão relacionados com a passagem de cada um dos conjuntos de eixos da locomotiva sobre a região instrumentada.

Reportando aos resultados obtidos durante a passagem dos camiões, note-se que os momentos registados apresentavam a mesma forma. No entanto, pelo facto de terem uma magnitude significativamente menor, os seus efeitos eram quase imperceptíveis.

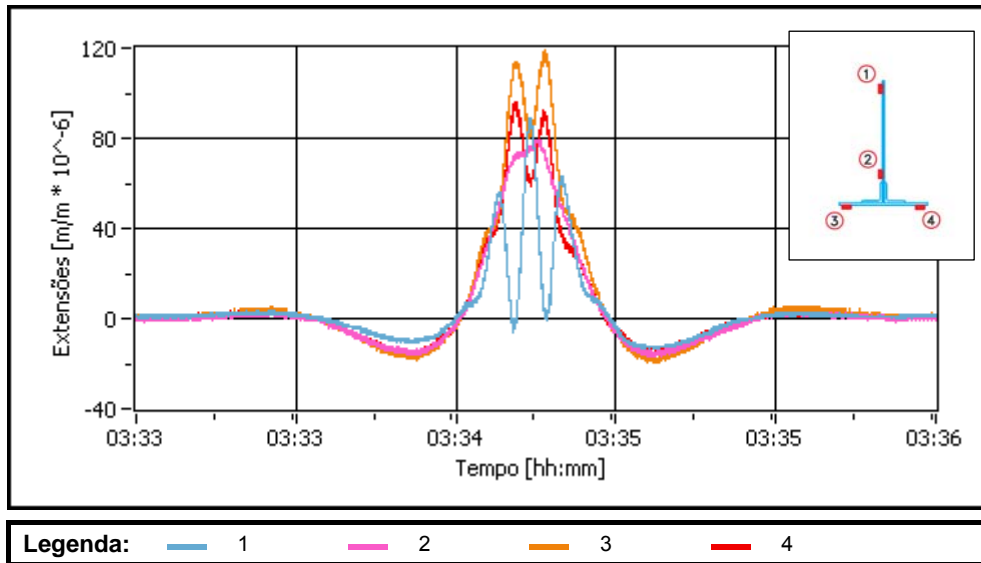


Figura 6.77 – Observação experimental das extensões da C.I.T6.V.J durante o Percurso C2

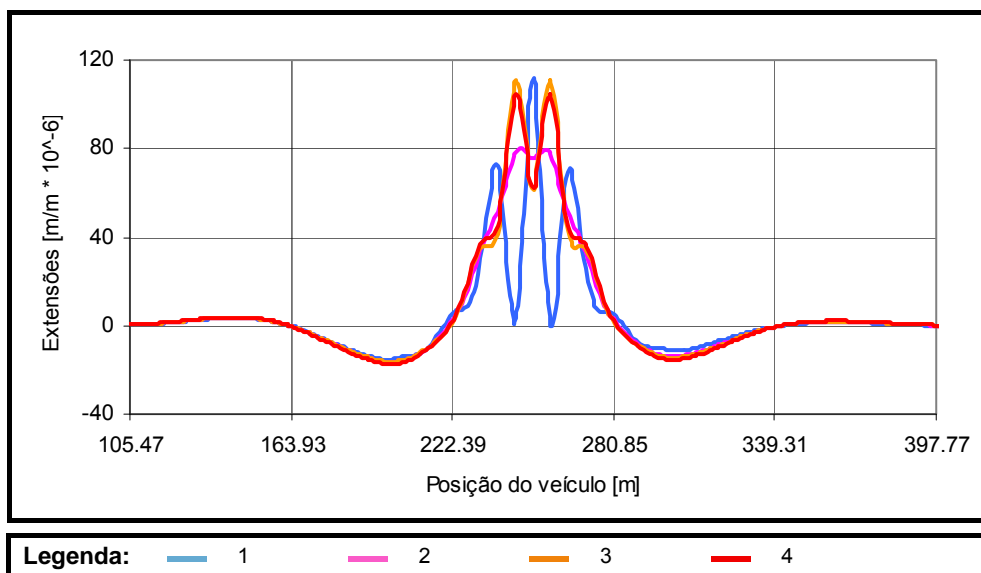


Figura 6.78 – Resultados numéricos das extensões da C.I.T6.V.J. para a mesma solicitação do Percurso C2

Da análise dos resultados obtidos, importa salientar que, apesar de as cargas serem de natureza diversa, produzem efeitos semelhantes, ainda que a escalas diferentes, em cada uma das cordas. Note-se que a locomotiva apresenta dois conjuntos de eixos relativamente afastados, através dos quais as cargas são transmitidas, conduzindo a que se verifique duas zonas de solicitação bem distintas. Por seu lado, uma vez que os eixos dos camiões estão compreendidos numa distância equivalente à de cada um dos conjuntos de eixos da locomotiva, estes apresentam apenas uma região de solicitação.

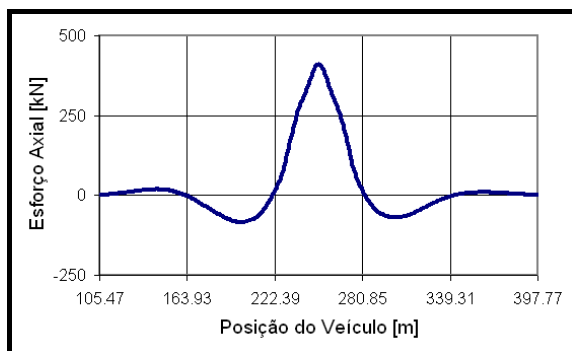


Figura 6.79 – Esforço Axial da C.I.T6.V.J. durante o Percurso C2

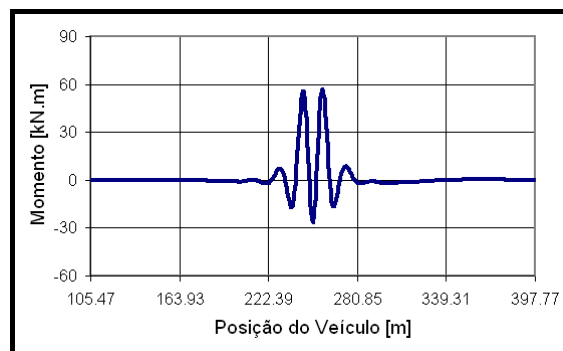


Figura 6.80 – Momento flector da C.I.T6.V.J. durante o Percurso C2

Observando a deformada da estrutura apresentada na Figura 6.50, correspondente à solicitação dos camiões parados a meio-vão do tramo 6, verifica-se que esta solicitação conduz a uma deformação localizada, na região de solicitação, na corda superior, que, através das diagonais é transmitida a duas zonas na corda inferior. Por seu lado, como se pode ver na Figura 6.53, a locomotiva introduz duas regiões de deformação evidente, que, também através das diagonais, são transmitidas à corda superior, deformando-a.

Os efeitos descritos podem ser atestados pelos diagramas de esforços resultantes de cada um dos casos de carga referidos. Com efeito, nas Figura 6.66 e Figura 6.76, correspondentes à posição estática a meio-vão dos camiões e da locomotiva, respectivamente, constata-se que, não obstante a natureza distinta da carga, estes apresentam um aspecto semelhante. No entanto, como se viu, os efeitos da flexão localizada são mais notórios junto ao ponto de aplicação das cargas. Assim, a flexão revela maior importância na corda superior e inferior à passagem de cargas ao nível dos tabuleiros rodoviário e ferroviário, respectivamente.

Analisando o comportamento das longarinas ferroviárias, verifica-se que apesar da significativa diferença ao nível da grandeza, os resultados numéricos apresentam uma forma muito semelhante aos resultados experimentais, apresentados respectivamente nas Figura 6.81 e Figura 6.82. Os resultados apresentados ilustram as deformações na secção da longarina ferroviária durante a passagem lenta da locomotiva no sentido Viana do Castelo – Porto.

Da observação dos resultados constata-se que as deformações obtidas são determinadas fundamentalmente pela flexão registada na secção. De facto, como se pode atestar, pela evolução do esforço axial na secção, ilustrado na Figura 6.83, e pela evolução do momento, ilustrado na Figura 6.84, verifica-se que a contribuição do primeiro é pouco significativa nos resultados obtidos.

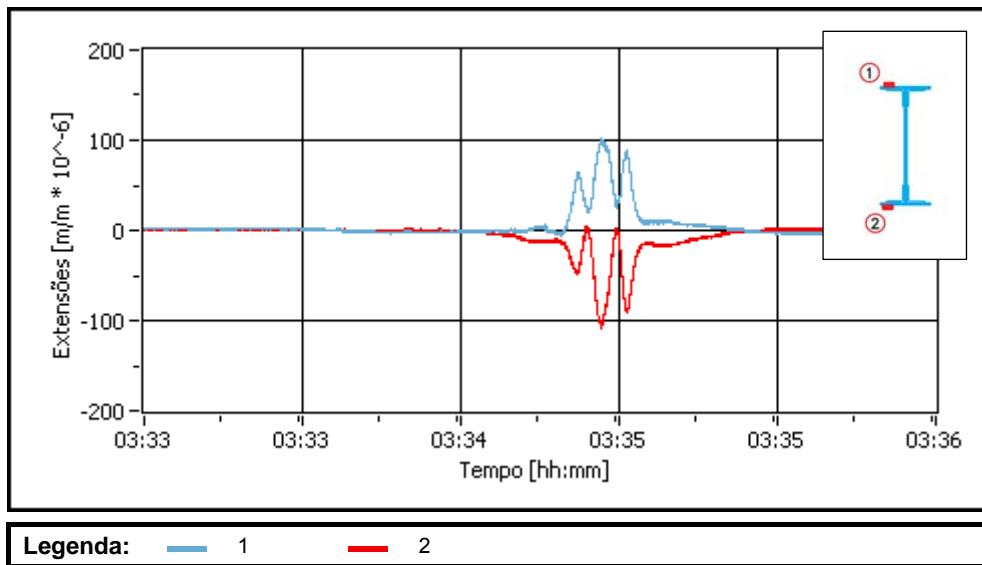


Figura 6.81 – Observação experimental das extensões da L.F.T6.P5.J durante o Percurso C2

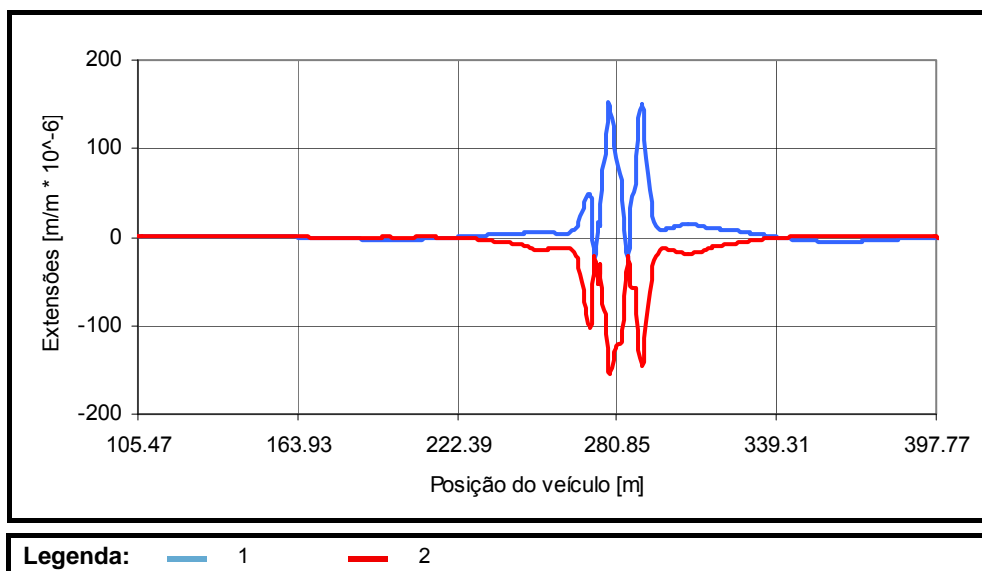


Figura 6.82 – Resultados numéricos das extensões da L.F.T6.P5.J. para a mesma solicitação do Percurso C2

Como se pode aferir na figura, as máximas deformações extremas ocorrem quando a locomotiva se encontra junto da secção instrumentada. Nas Figura 6.85 a Figura 6.87 ilustram-se as posições da locomotiva correspondentes aos sucessivos picos observados nas deformações da secção instrumentada e os diagramas de momentos flectores registados na longarina secundária. No sentido de melhor se compreender os resultados obtidos importa lembrar que a secção instrumentada se localizava a 0,55m da secção de apoio.

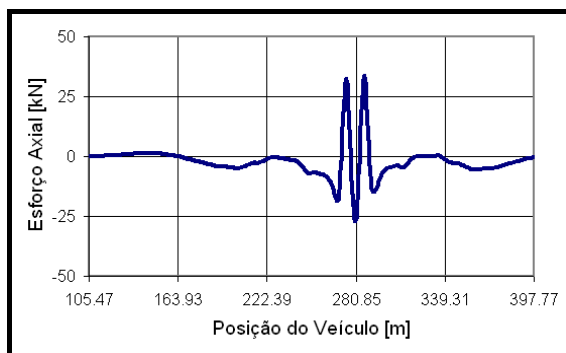


Figura 6.83 – Esforço Axial da L.F.T6.P5.J. durante o Percurso C2

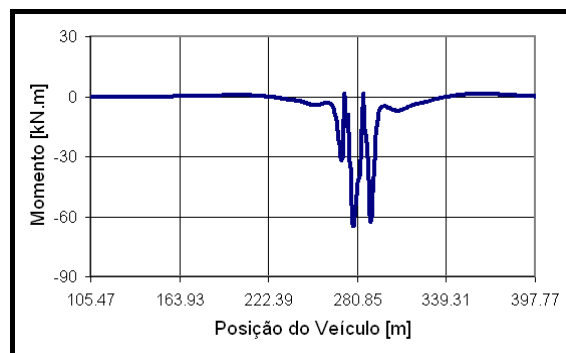


Figura 6.84 – Momento flector da L.F.T6.P5.J. durante o Percurso C2

No que concerne às diferenças registadas ao nível da grandeza de deformações entre os resultados experimentais e os calculados com o modelo numérico importa lembrar que no modelo numérico não foi considerada a existência de carris. Assim, na modelação a aplicação das cargas é feita directamente sobre as longarinas ferroviárias, o que não representa de forma rigorosa as condições reais da estrutura. Com efeito, na realidade, as cargas são aplicadas aos carris que por sua vez estão apoiados em travessas de madeira que, essas sim, descarregam sobre as longarinas. Deste modo, tendo em consideração a rigidez dos carris e o afastamento entre as referidas travessas, a aplicação das cargas não é feita de forma pontual sobre as longarinas, como considerado no modelo, mas sim de uma forma relativamente distribuída. Pelo facto de se pretender apenas compreender o comportamento da estrutura, dispensou-se a pormenorização destes detalhes no sentido de aproximar os resultados numéricos dos experimentais.

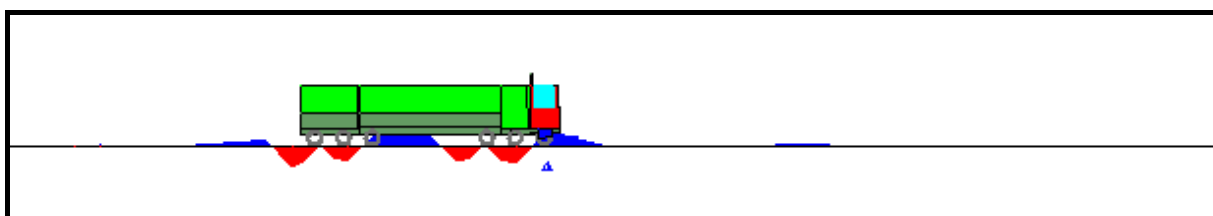


Figura 6.85 – Posição da locomotiva correspondente ao 1.º pico de deformação

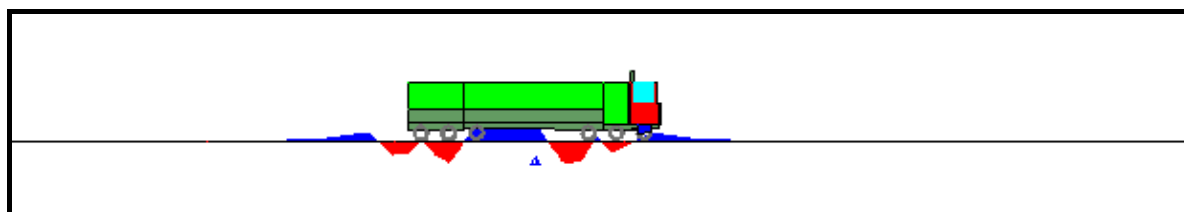


Figura 6.86 – Posição da locomotiva correspondente ao 2.º pico de deformação

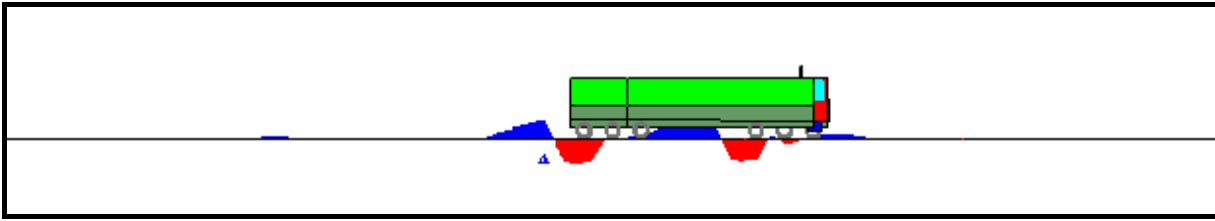


Figura 6.87 – Posição da locomotiva correspondente ao 3.º pico de deformação

Não obstante a relevância dos resultados apresentados na interpretação do comportamento deste elemento, que não fazendo parte das vigas principais, é de fundamental importância para a segurança estrutural, importa referir que a secção observada não é representativa do comportamento das longarinas ferroviárias. Com efeito, como se disse, o controlo do comportamento destes elementos é fundamental na medida em que, se as vigas principais registam um ciclo de carga em cada passagem de veículos, as longarinas ferroviárias podem registar ciclos de carga para cada eixo, ou pelo menos, para cada conjunto de eixos.

Com efeito, como se viu, esta secção regista três ciclos de carga e descarga, decorrentes de picos de momento negativos. Todavia, pela observação dos diagramas de momentos apresentados pode concluir-se que estes resultados não são representativos destes elementos. Como se pode ver nos diagramas de momentos apresentados, sob cada conjunto de rodados os momentos nas barras são positivos e nas barras adjacentes são negativos, Assim, cada secção registará, em geral três momentos negativos máximos, intercalados por dois picos de momento positivo, conduzindo a ciclos mais gravosos do que os observados na secção instrumentada. Note-se que os resultados obtidos decorrem da proximidade da secção ao apoio, pelo que os momentos positivos não se fazem sentir.

Os resultados da análise numérica permitiram concluir que as deformações registadas nas cordas, a meio-vão, devidas à passagem de veículos se devem ao efeito do esforço axial, associado ao funcionamento como viga de alma rota, conjugado com a flexão da corda à passagem dos veículos. Verificou-se ainda que os efeitos da flexão localizada em cada corda assumem maior importância quando as solicitações se dão ao nível das mesmas.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES

Ao longo do presente trabalho foram sendo feitas algumas considerações que, pela sua relevância, importa aqui realçar.

Em Portugal existem inúmeras pontes metálicas antigas, especialmente ferroviárias. Os problemas descritos associados a estas estruturas, desde a sua degradação decorrente da idade, a introdução de dano e o crescente aumento das solicitações conduzem a que muitas destas estruturas não satisfaçam as novas exigências ao nível da segurança estrutural. Assim, torna-se urgente a compreensão e avaliação do seu comportamento e da sua integridade estrutural.

Os processos típicos de intervenção e reabilitação apresentados mostram que as pontes metálicas podem ser adaptadas de modo a responder aos requisitos actuais. O interesse das autoridades responsáveis pela exploração e conservação das pontes metálicas antigas tem crescido pelo que se torna indispensável dotá-las de ferramentas apropriadas que as permitam auxiliar na tomada de decisões.

Ficou demonstrado que a observação e a monitorização de estruturas, aplicada nas diversas fases da vida de uma obra, fornece informação relevante e essencial para a compreensão do comportamento das estruturas. Na concepção e durante a reabilitação os resultados da monitorização permitem, por um lado, ter confiança nas opções tomadas, quer ao nível dos processos construtivos quer ao nível dos materiais utilizados, e, por outro, no caso de se observarem desvios ao comportamento previsto, tomar as medidas adequadas de forma atempada.

Para a aferição do comportamento estrutural é corrente levar a cabo testes de carga e observar o comportamento das estruturas através da medição de grandezas relevantes e representativas do comportamento estrutural, como as flechas, as rotações e as deformações. Os Ensaios de Carga, contemplando várias situações de carregamento, tanto estáticas como dinâmicas, constituem um dos métodos mais correntes. A sua popularidade reside no facto de, não introduzindo dano na estrutura, permitirem conhecer a efectiva resposta estrutural e o caminho dos esforços.

O acompanhamento da estrutura durante a fase de exploração permite avaliar a evolução do comportamento da estrutura e detectar de forma mais eficiente os possíveis danos e avarias.

Em qualquer das fases mencionadas, os resultados obtidos revestem-se de grande importância na calibração de modelos numéricos. Estes modelos são utilizados para prever a capacidade de segurança das estruturas e para prever o comportamento das estruturas sob situações de difícil reprodução em obra.

Os aspectos aqui referidos estão amplamente ilustrados no caso concreto de uma ponte centenária – a Ponte Eiffel – estudada ao longo do presente trabalho.

Os trabalhos de reabilitação e reforço a que a ponte foi sujeita, não só os mais recentes, mas também todos os trabalhos levados a cabo ao longo da sua história, nomeadamente a aplicação de um sistema de pré-esforço exterior, foram permitindo a adaptação desta ponte centenária às novas exigências de operacionalidade e de segurança que foram surgindo. A correcção da degradação, em especial no que concerne à corrosão de alguns elementos principais, permite ainda o aumento da vida útil desta obra centenária.

Por outro lado, a extensa campanha de monitorização levada a cabo no âmbito dos recentes trabalhos de reabilitação, revelou-se essencial para o acompanhamento, controlo e aferição do comportamento estrutural da ponte. A ilustração da importância deste sistema será feita em simultâneo com algumas referências ao comportamento estrutural da Ponte Eiffel.

O sistema de monitorização instalado durante as obras de reabilitação permitiu acompanhar o decorrer dos trabalhos e verificar se não eram introduzidas deformações permanentes que pudessem ser danosas para a estrutura. Os resultados obtidos permitem, em geral, constatar que os trabalhos decorreram de acordo com o previsto, não introduzindo deformações sensíveis nas peças.

No entanto, a análise levada a cabo conduziu a algumas questões relativamente à eficiência do sistema adoptado para o fim em vista. Não obstante as virtudes de um sistema assente na medição de rotações, para o caso concreto da Ponte Eiffel, a solução adoptada poderá não ter sido a mais indicada.

Como se viu as rotações de secções na Ponte Eiffel revelam um carácter muito localizado. Por outro lado, em virtude do sistema de pré-esforço exterior, a estrutura, e em especial a corda inferior nas zonas de inflexão das barras, são particularmente sensíveis aos efeitos da temperatura. Assim, uma vez que as secções instrumentadas se localizaram na corda inferior junto às zonas de inflexão, os valores medidos não correspondem ao comportamento global da estrutura mas a efeitos localizados nas proximidades das secções monitorizadas.

As medições resultantes da observação durante o Ensaio de Carga, designadamente flechas, rotações e deformações, revelaram-se bastante úteis na medida em que permitiram por um lado aferir e compreender o comportamento da estrutura, e por outro, a detecção de algumas avarias localizadas.

Os resultados apresentaram, em geral, boa repetibilidade para as sucessivas situações de carregamento, tendo demonstrado que a estrutura respondia de forma elástica, proporcional à magnitude do carregamento, e que voltava à posição inicial quando descarregada.

No entanto foi possível detectar um comportamento inadequado dos aparelhos de apoio junto ao encontro. Com efeito, as rotações dos aparelhos de apoio nesse encontro revelavam diferenças significativas no valor da rotação. Um aspecto que importa salientar prende-se com o facto de este comportamento deficiente dos aparelhos de apoio não se repercutir no comportamento global da estrutura. Não obstante as diferenças substanciais entre os aparelhos de apoio, as flechas observadas em cada uma das vigas – montante e jusante – do tramo extremo, coincidem. Estes resultados demonstram o carácter local que as rotações apresentam nesta estrutura.

Outro aspecto que importa realçar no comportamento da viga prende-se com as deformações das secções das cordas. Os resultados demonstram que além do comportamento global das vigas, em que as cordas se apresentam como banzos de tracção e compressão, consoante o caso, se observa a flexão local das cordas quando a carga se situa no tramo a observar. Com efeito, pode observar-se que a deformação das cordas é praticamente uniforme quando a carga está localizada nos tramos adjacentes e, quando esta percorre o tramo a observar, é notória a flexão das cordas, acentuando-se à medida que esta se aproxima da secção em estudo.

Importa também destacar que as longarinas ferroviárias poderão ser particularmente sensíveis aos fenómenos de fadiga. Enquanto que nas cordas a passagem de uma carga conduz a um ciclo de tensão, nas longarinas ferroviárias os ciclos são vários. Importa referir que em virtude da sua localização (muito próxima da secção de apoio), a secção instrumentada regista apenas três ciclos para a passagem de uma locomotiva.

Dos resultados obtidos durante o Ensaio Ambiental importa destacar, desde logo, o facto de a estrutura ser bastante sensível aos efeitos da insolação, registando-se diferenças de temperatura significativas não só entre as vigas principais, mas também entre elementos da mesma viga, o que torna a interpretação dos resultados algo complexa.

Ainda assim, foi possível constatar que a relação entre os deslocamentos e a temperatura na Fase 1 era inferior à obtida na Fase 2, o que indica que os aparelhos de apoio antigos (presentes na 1.^a Fase) introduziam maiores restrições do que os novos aparelhos de apoio introduzidos na estrutura (presentes na Fase 2).

Outro aspecto a realçar prende-se com as diferenças observadas entre as referidas relações (relação do deslocamento com a temperatura) nas juntas de dilatação do lado de Darque e do lado de Viana. Não obstante o facto de a ponte apresentar simetria, com um aparelho fixo na secção central, observou-se que, em qualquer das fases de monitorização, os deslocamentos registados no encontro do lado de Viana eram maiores do que os registados do lado de Darque. Estes resultados evidenciam algum desvio do comportamento esperado que, com os dados recolhidos e através dos resultados obtidos não foi possível compreender.

É de realçar que muitas das conclusões apresentadas só foram possíveis através de uma análise do comportamento estrutural assente em resultados experimentais, complementados por um modelo numérico adequado. Por um lado, muitas das avarias detectadas só foram possíveis através dos resultados experimentais. Por outro lado, a compreensão de muitos efeitos observados durante a campanha experimental só foi possível com o auxílio de um modelo numérico devidamente calibrado para o efeito.

Assim, fica demonstrado o interesse da monitorização estrutural, devidamente acompanhada de uma modelação numérica, para a compreensão e avaliação do comportamento de estruturas.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Não foi objectivo deste trabalho, tendo em consideração o contexto em que se desenvolveu, a verificação da segurança estrutural da obra após a reabilitação. Julga-se de interesse no futuro proceder à análise da fiabilidade da estrutura para as condições actuais de operacionalidade, partindo dos resultados obtidos e dos modelos implementados no âmbito deste trabalho.

Poderá ter interesse conceber um sistema de monitorização permanente para o acompanhamento da evolução da obra e vigilância dos elementos críticos do sistema estrutural. Importa realçar que é

fundamental caracterizar de forma mais adequada a temperatura da estrutura no sentido de se avaliar de forma correcta os seus efeitos

Verificou-se que o sistema de pré-esforço tem um efeito significativo sobre a estrutura. Neste sentido, o acompanhamento da deformação das barras pré-esforçadas poderá transmitir de uma forma adequada o comportamento global da estrutura no tempo. Importa realçar que este é um dos sistemas sensíveis da Ponte Eiffel que deve ser vigiado de forma continuada, estabelecendo-se valores de alerta para qualquer disfunção que seja observada.

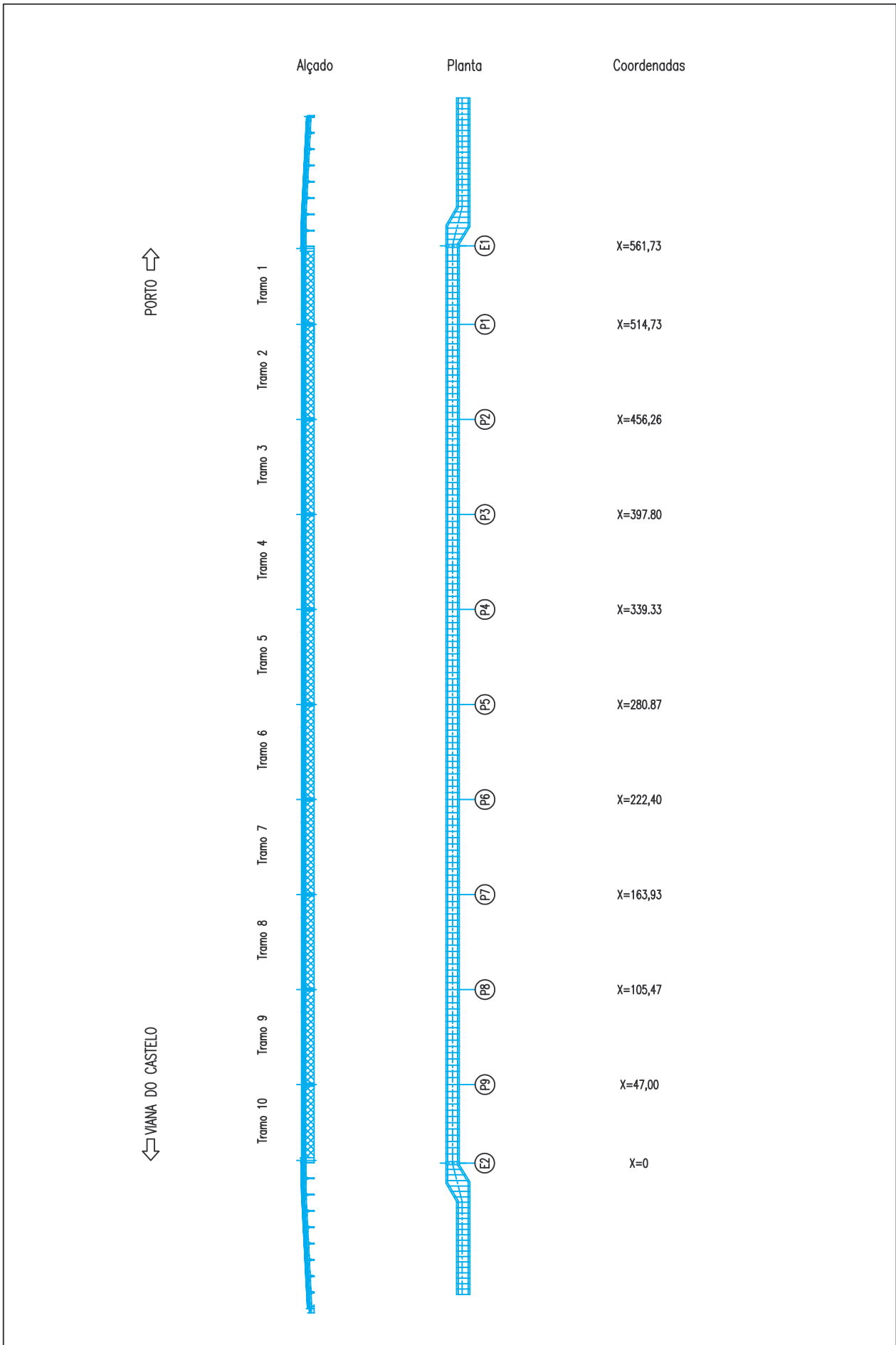
BIBLIOGRAFIA

1. Farhey, D.N., et al., *Structural deterioration assessment for steel bridges*. Journal of Bridge Engineering. 1997. 116.
2. Helmerich, R., Kuhn, B., and Nussbaumer, A., *Assessment of existing steel structures. A guideline for estimation of the remaining fatigue life*. Structure and Infrastructure Engineering, 2007. **3**(3): p. 245-255.
3. Kitada, T., *Considerations on recent trends in, and future prospects of, steel bridge construction in Japan*. Journal of Constructional Steel Research, 2006. **62**(11): p. 1192-1198.
4. Farhey, D.N., *Bridge instrumentation and monitoring for structural diagnostics*. Structural Health Monitoring - An International Journal, 2005. **4**(4): p. 301-318.
5. *Guideline for Inspection and Condition Assessment of Existing European Railway Bridges, in Sustainable Bridges*. 2007.
6. Bernard-Gely, A., Calgaro, J.A., and Michotey, J.-A., *Conception des ponts*. 1994, Paris Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussées.
7. Chatterjee, S., *The design of modern steel bridges*. 1991, Oxford, [etc] BSP Professional Books.
8. <http://www.history.ucsb.edu/faculty/marcuse/classes/2c/lectures/06L03IndRev.htm> (06/06/2008).
9. http://commons.wikimedia.org/wiki/Image: Bordeaux_passerelle_Eiffel.jpg (06/06/2008).
10. Mattes, J.F., *Substituição de Rebites por Parafusos Injectados com Resina*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior técnico, 2007.
11. Hai, D.T., *Current status of existing railway bridges in Vietnam: An overview of steel deficiencies*. Journal of Constructional Steel Research, 2006. **62**(10): p. 987-994.
12. *Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges, in Sustainable Bridges*. 2007.
13. <http://travels.blogs.sapo.pt/10419.html> (06/06/2008).
14. Patrício, H., *Inspecção em pontes metálicas ferroviárias*, in *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*. 2007, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista: Porto, Portugal.
15. Santos, N.E., *Conservação e reabilitação de pontes metálicas*. Dissertação de Mestrado, FEUP - Departamento de Engenharia Civil, 1998.
16. Geissler, K., *Assessment of old steel bridges, Germany*. Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 2002(4): p. 258.
17. Figueiras, J., Felix, C., and Costa, B.A., *Testing and monitoring of a centenary arch bridge*. Structure and Infrastructure Engineering, 2005. **1**(1): p. 63-73.

18. Rodrigues, F., *Reabilitação de pontes metálicas - cravação de rebites*, in *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*. 2007, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista: Porto, Portugal.
19. Brinckerhoff, P., *Bridge inspection and rehabilitation a practical guide*. 1993, New York, [etc] John Wiley & Sons.
20. Costa, B., Félix, C., and Figueiras, J., *Avaliação experimental e numérica do comportamento estrutural da ponte Luiz I*, in *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*. 2007, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista: Porto, Portugal.
21. Costa, B., Dimande, A.F., C., and Figueiras, J., *Análise do comportamento da ponte do Pinhão durante e após as provas de carga realizadas para apoio ao projecto de reabilitação e reforço*, in *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*. 2007, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista: Porto, Portugal.
22. Gonçalves, F., Amaral, V., and Barata, D., *Reabilitação e reforço estrutural da ponte do Fão sobre o rio Cávado*, in *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*. 2007, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista: Porto, Portugal.
23. Val, D.V. and Stewart, M.G., *Safety factors for assessment of existing structures*. *Journal of Structural Engineering*, 2002. **128**(2): p. 258-265.
24. Félix, C.M.S., *Monitorização e análise do comportamento de obras de arte*. Tese de Doutoramento, FEUP - Departamento de Engenharia Civil, 2004.
25. Faber, M.H., Val, D.V., and Stewart, M.G., *Proof load testing for bridge assessment and upgrading*. *Engineering Structures*, 2000. **22**(12): p. 1677-1689.
26. Cai, C.S. and Shahawy, M., *Understanding capacity rating of bridges from load tests*. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 2003(4): p. 209.
27. Nowak, A.S. and Tharmabala, T., *Bridge reliability evaluation using load tests*. *Journal of Structural Engineering*, 1988(10): p. 2268.
28. DelGrego, M.R., Culmo, M.P., and DeWolf, J.T., *Performance evaluation through field testing of century-old railroad truss bridge*. *Journal of Bridge Engineering*, 2008. **13**(2): p. 132-138.
29. Ermopoulos, J. and Spyrakos, C.C., *Validated analysis and strengthening of a 19th century railway bridge*. *Engineering Structures*, 2006. **28**(5): p. 783-792.
30. Spyrakos, C.C., Raftoyiannis, I.G., and Ermopoulos, J.C., *Condition assessment and retrofit of a historic steel-truss railway bridge*. *Journal of Constructional Steel Research*, 2004. **60**(8): p. 1213-1225.
31. Rodrigues, C., et al. *Assessment of the Structural Behaviour of a Centenary Double-deck Steel Bridge via a FBG Monitoring System*. in *4th European Workshop on Structural Health Monitoring*. 2008. Krakow, Poland.
32. Pinto, D., *Proof load tests for the assessment of the load-carrying capacity of existing bridges*. Tesina, Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals y Ports de Barcelona, 2007.
33. Figueiredo, E.J.F., *Monitorização e avaliação do comportamento de obras de arte*. Dissertação de Mestrado, FEUP - Departamento de Engenharia Civil, 2006.
34. *Ponte Eiffel Sobre o Rio Lima*. 2007, REFER.

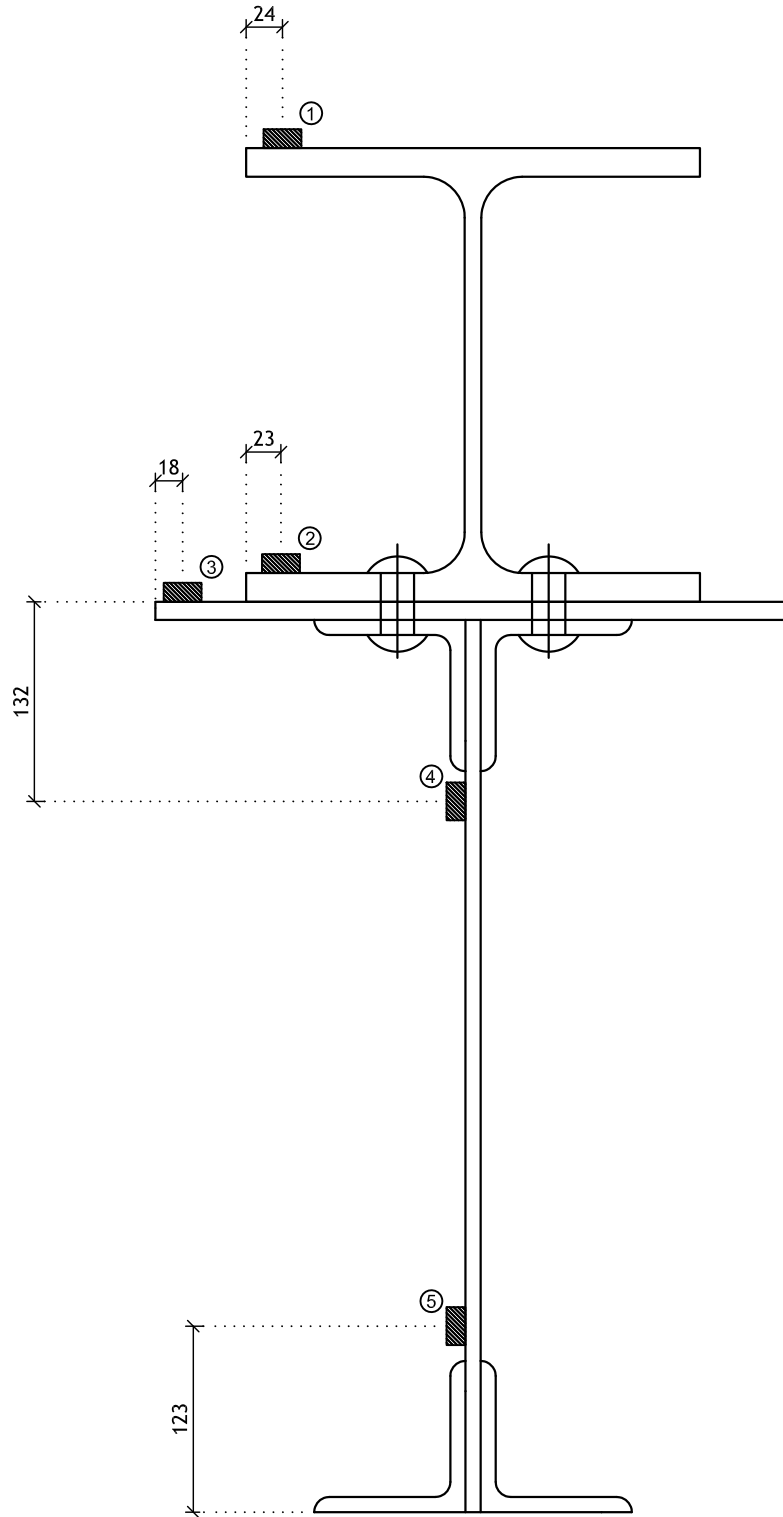
35. <http://www.marforum.org/viewtopic.php?p=3014> (10/05/2008).
36. http://www.portugal.gov.pt/Portal/PT/Governos/Governos_Constitucionais/GC17/Ministerios/MOPTC/Comunicacao/Notas_de_Imprensa/20060801_MOPTC_Com_PonteEiffel.htm (10/05/2008).
37. <http://www.portugal.gov.pt/Portal/Print.aspx?quid=%7B762832AC-00E3-4122-848A-BC3B6FB87D0F%7D> (10/05/2008).
38. *Alargamento e Reabilitação do Tabuleiro Rodoviário da Ponte Eiffel sobre o Rio Lima em Viana do Castelo - Memória descritiva do projecto de execução.* 2007, Lisconcebe.
39. Rodrigues, F.M.M. and Rodrigues, C.F., *Alargamento e substituição do tabuleiro rodoviário da Ponte Eiffel em Viana do Castelo, linha do minho PK 80+000*, in *VI Congresso de Construção Metálica e Mista.* 2007, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista: Porto, Portugal.
40. Burdet, O., *Automatic Deflection and Temperature Monitoring of a Balanced Cantilever Concrete Bridge*, in *5th International Conference of Short and Medium Span Bridges.* 1998: Calgary, Canada.
41. *Monitorização do comportamento da Ponte Eiffel sobre o Rio Lima em Viana do Castelo durante o alargamento e reabilitação do tabuleiro rodoviário - Plano de trabalhos.* 2007, FEUP - LABEST.
42. Cavadas, F., Félix, C., and Figueiras, J., *Relatórios sumários de observação da Ponte Eiffel durante o alargamento e reabilitação do tabuleiro rodoviário, 1-7.* 2007, FEUP - LABEST.
43. *Procedimentos para a condução dos ensaios de recepção da Ponte Eiffel em Viana do Castelo.* 2007, FEUP - LABEST.
44. Cavadas, F., et al., *Relatório dos ensaios de recepção da Ponte Eiffel em Viana do Castelo.* 2008, FEUP - LABEST.
45. *LabView 8.2 - User's Guide.* 2006, National Instruments.
46. *Guião para a condução dos ensaios de recepção da Ponte Eiffel em Viana do Castelo.* 2007, FEUP - LABEST.
47. Kiss, K. and Dunai, L., *Advanced model for the stress analysis of steel truss bridges.* *Journal of Constructional Steel Research*, 1998(1-3): p. 76.
48. Silva, V.D.d., *Mecânica e resistência dos materiais.* 2004, Coimbra Zuari - Edição de Livros Técnicos.
49. *SAP2000 Advanced 11.0.0 - User's Guide.* 2006, Computers and Structures, Inc.

ANEXOS



←
JUSANTE

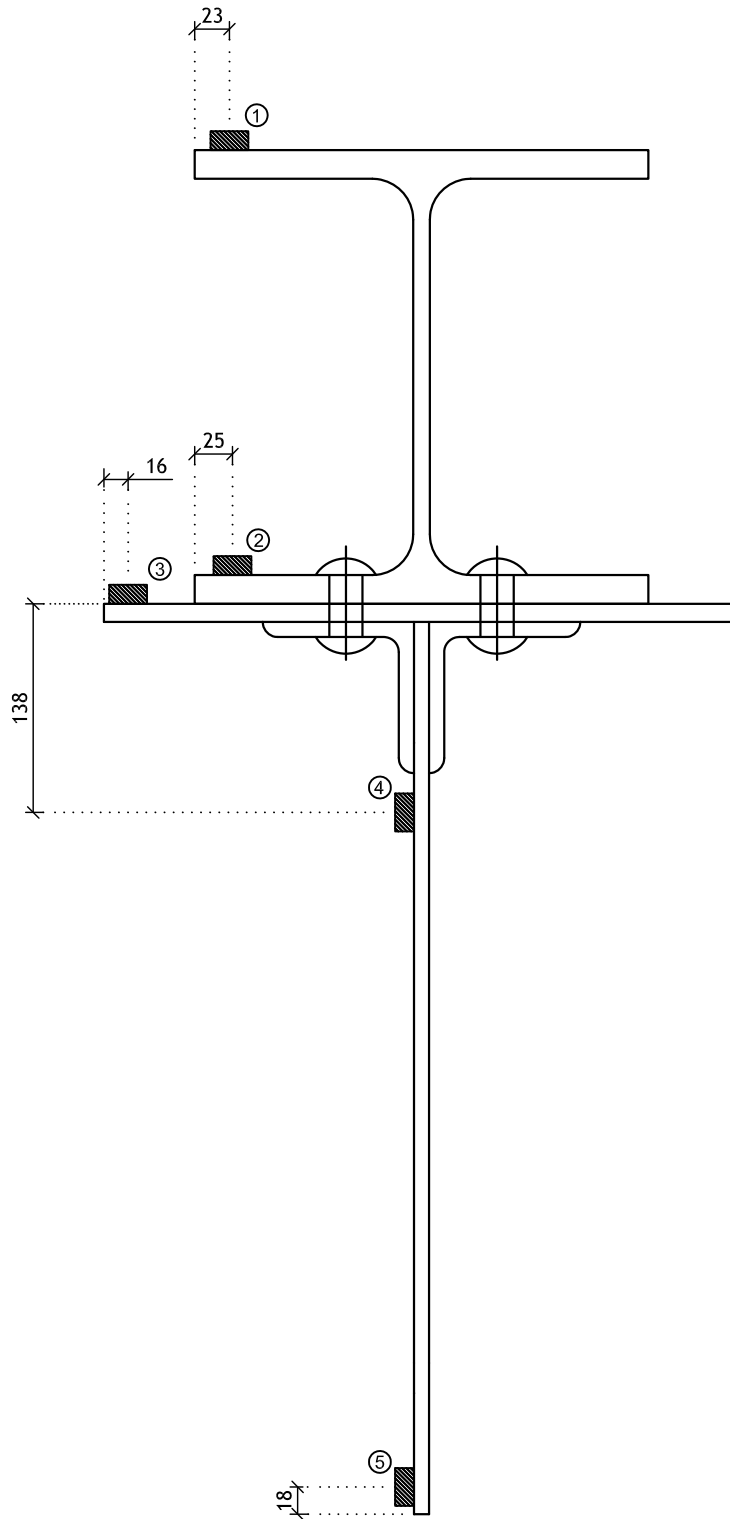
→
MONTANTE



C.S.T6.V.J.

←
JUSANTE

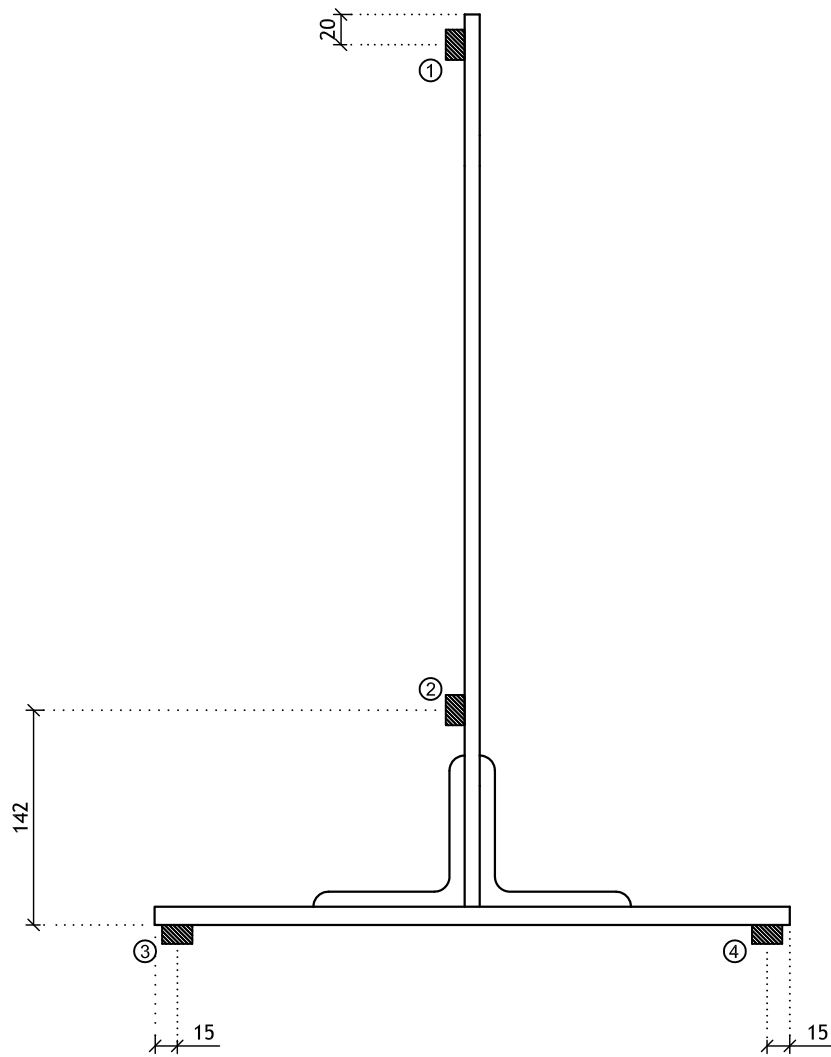
→
MONTANTE



C.S.T6.P5.J.

←
JUSANTE

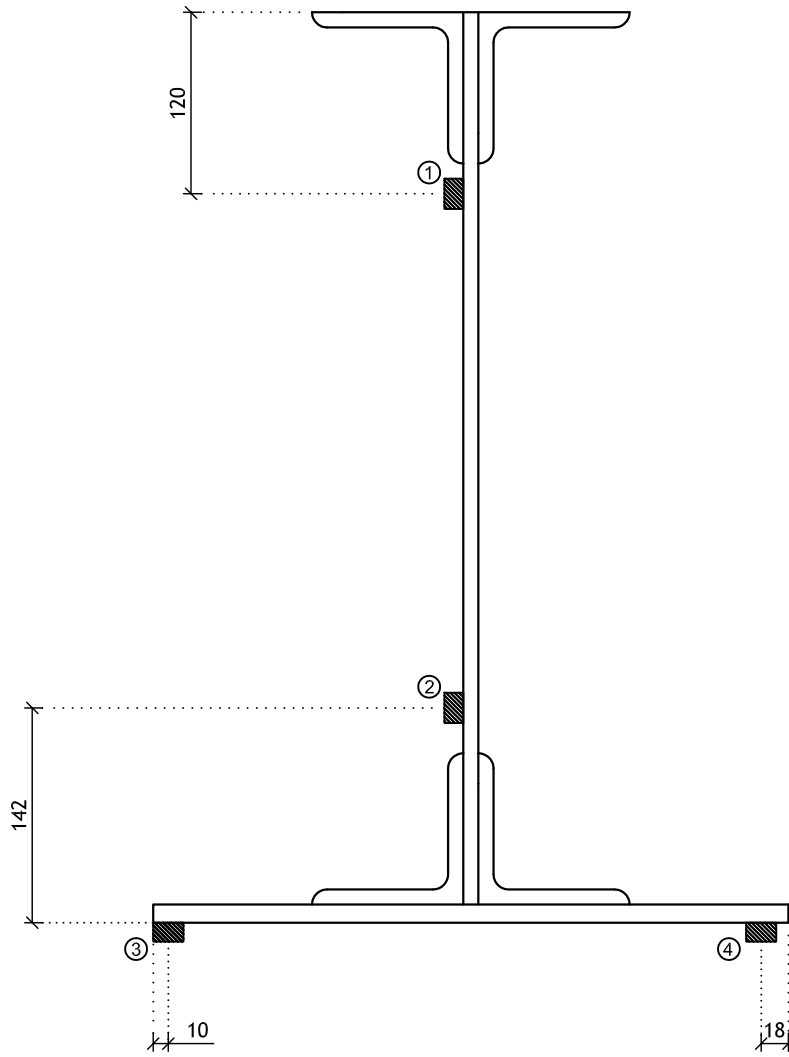
→
MONTANTE



C.I.T6.P5.J.

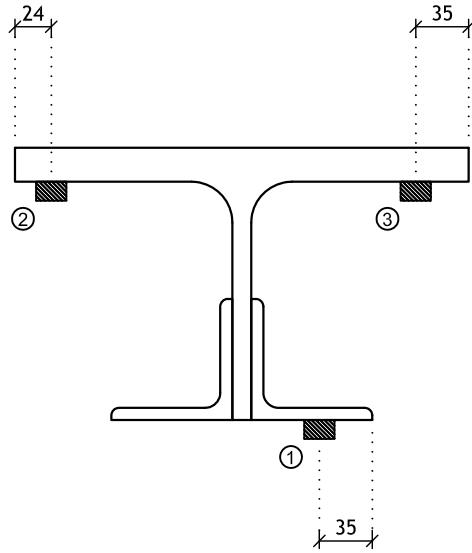
←
JUSANTE

→
MONTANTE



C.I.T6.V.J.

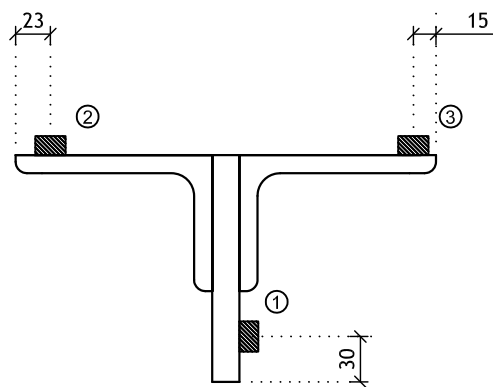
↑
MONTANTE



↓
JUSANTE

D1.T6.P5.J.

↑
MONTANTE

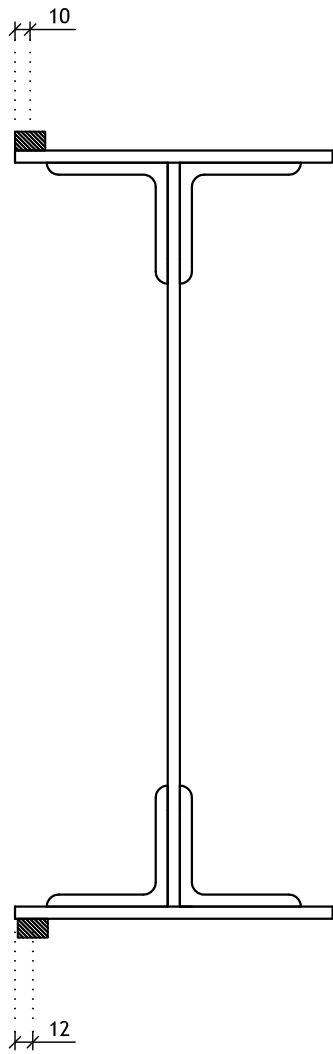


↓
JUSANTE

D2.T6.P5.J.

←
JUSANTE

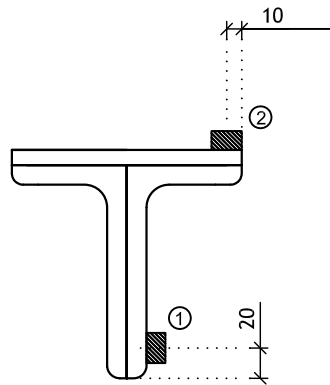
→
MONTANTE



L.F.T6.P5.J.

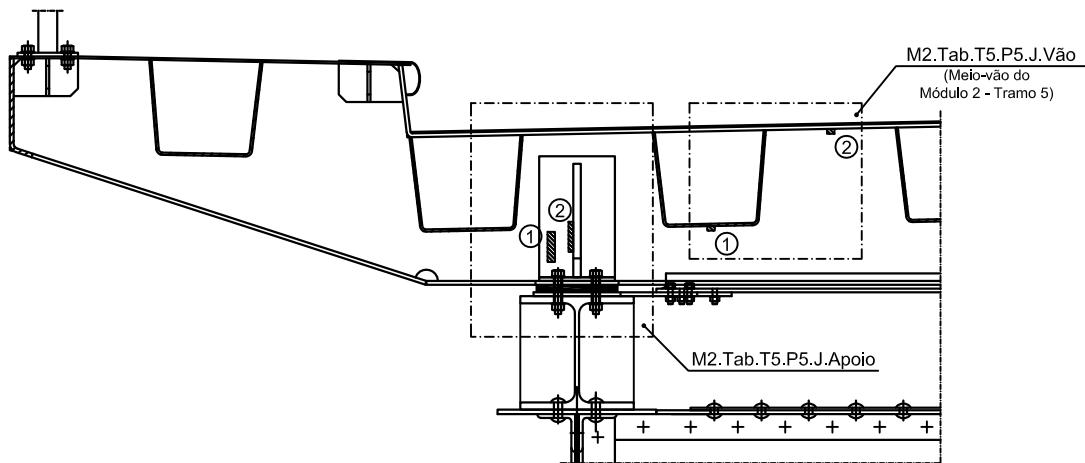
←
JUSANTE

→
MONTANTE

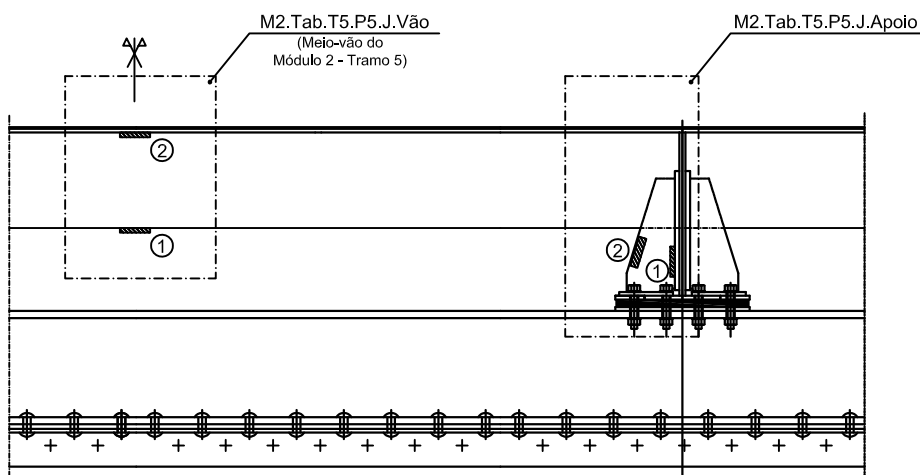


Secção instrumentada a L=1.53m do Pilar P5
(medido ao longo do contraventamento)

C.F.T6.P5.J.



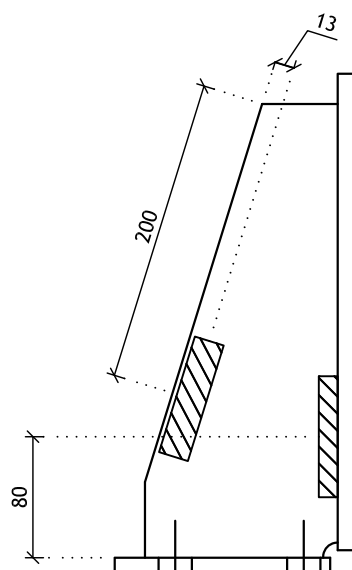
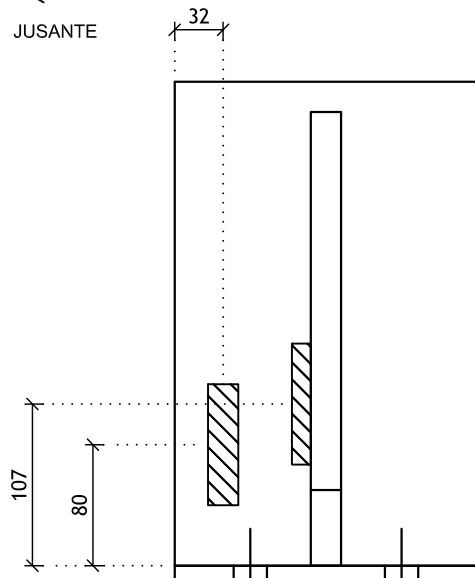
M2.Tab.T5.P5.J.Vão/Apoio
(Corte transversal)



M2.Tab.T5.P5.J.Vão/Apoio
(Corte longitudinal)

←
JUSANTE

→
MONTANTE



M2.Tab.T5.P5.J.Apoio
(Pormenor)