



UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA
INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO



CONTROLO DA SEGURANÇA DE PONTES EM TEMPO REAL

Vânia Margarida da Silva Marecos
(Licenciada)

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas pela Universidade Técnica de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o IST e o LNEC

Orientador: Doutor Fernando António Baptista Branco
Co-orientador: Doutor Luís Miguel Pina de Oliveira Santos

Júri

Presidente: Doutor Fernando António Baptista Branco
Vogais: Doutor Álvaro Alberto de Matos Ferreira da Cunha
Doutor Luís Miguel Pina de Oliveira Santos
Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Maio de 2007

Aos meus pais

CONTROLO DE SEGURANÇA DE PONTES EM TEMPO REAL

RESUMO

Os custos associados às restrições de exploração de uma ponte são cada vez mais elevados, pelo que, o controlo da segurança da estrutura, bem como da sua funcionalidade, são temas com relevância crescente quer a nível nacional, quer internacional. A monitorização de estruturas é uma actividade que pode contribuir bastante para a redução destes custos, pois permite a detecção precoce de anomalias, possibilitando a sua rápida resolução.

Esta dissertação tem como principal objectivo o aperfeiçoamento dos sistemas de monitorização, tirando partido dos benefícios proporcionados pela inovação tecnológica, que tem vindo a registar-se ao longo dos últimos anos, através de um progressivo melhoramento de sensores e da introdução de novas técnicas de aquisição automática das medições.

Procedeu-se assim ao desenvolvimento de ferramentas que permitem o processamento e a interpretação, automática e em tempo real, dos dados provenientes da monitorização de pontes a longo prazo.

A metodologia proposta reúne métodos para a validação dos dados de uma forma automática, logo após a sua aquisição, critérios para a selecção das variáveis de controlo de entre as grandezas observadas nas estruturas, e ainda critérios para o estabelecimento de níveis de alarme e os procedimentos a adoptar no caso destes limites serem excedidos.

Os métodos desenvolvidos são aplicados à Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo em Santarém.

Palavras Chave:

- monitorização estrutural;
- pontes;
- automatização;
- controlo da segurança;
- validação de dados;
- níveis de alarme;

BRIDGE SAFETY CONTROL IN REAL TIME

ABSTRACT

The costs associated to bridge's exploitation restrictions are increasing, thereby the control of structures' safety as well as their functionality are subjects with increasing relevance in both national and international levels. Structures' monitoring is an activity can contribute considerably for the reduction of these costs, because it allows earlier prediction of anomalies, making possible its fast resolution.

The main objective of this thesis is the improvement of monitoring systems taking advantage from the benefits offered by technological innovation that has been developed throughout the last years, providing gradual upgrading of sensors and the introduction of new techniques for automatic data acquisition.

It was proceed to the development of tools that will allow automatic processing and interpretation of data from long-term bridge monitoring, in real-time.

The proposed methodology congregates methods for automatic data validation, after its acquisition, criteria for selecting control variables from the observed data, and still criteria for the establishment of alarm levels and procedures to employ in the case of these limits are exceeded.

The developed methods are applied to Salgueiro Maia Bridge on Tagus river in Santarém.

Keywords:

- structural monitoring;
- bridges;
- automation;
- safety control;
- data validation;
- alarm levels;

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação foi realizada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), instituição que disponibilizou todos os meios necessários para a sua execução.

Sendo uma dissertação de mestrado um trabalho individual, não posso deixar de salientar as mais diversas colaborações as quais desde já agradeço, em particular:

- Ao Prof. Fernando Branco, do Instituto Superior Técnico (IST), e ao Eng.º Luís Oliveira Santos, do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), orientadores desta dissertação, agradeço todo o acompanhamento prestado e todas as suas sugestões que em muito contribuíram para o enriquecimento deste trabalho.
- Ao Eng.º João Almeida Fernandes, Director do Departamento de Estruturas, agradeço todo o apoio facultado desde o início da minha colaboração com o LNEC, ainda enquanto aluna da Licenciatura no IST.
- Ao Eng.º Paulo Silveira, chefe do Núcleo de Observação de Estruturas (NOE), agradeço o apoio e as facilidades concedidas para o desenvolvimento deste trabalho.
- Aos colegas do NOE sempre disponíveis para me ajudarem a superar os inúmeros problemas com que me deparei ao longo deste trabalho, em especial à Eng.ª Xu Min, pela sua colaboração na modelação numérica, e ao Eng.º Jorge Rodrigues, pelo auxílio prestado na parte computacional.
- Aos técnicos experimentadores do NOE, que realizaram as campanhas em obra, agradeço por toda a colaboração dispensada.
- Ao Eng.º Almeida Garrett, do Centro de Instrumentação Científica, agradeço a cooperação e disponibilidade para a resolução dos problemas electrotécnicos.
- À Eng.ª Eliane Portela, do Departamento de Barragens, agradeço pela disponibilização de elementos bibliográficos.
- Ao Eng.º Cândio Martins, projectista da Ponte Salgueiro Maia, e ao seu colaborador Eng.º José Pacheco, bem como ao Eng.º Pedro Abegão, da Estradas de Portugal, aos quais agradeço a disponibilização de informação relativa ao projecto e construção desta obra de arte.

- Ao Instituto Superior de Engenharia de Lisboa e à Fundação para a Ciência e a Tecnologia agradeço o apoio concedido para o enriquecimento da minha formação.
- Ao Amândio Marecos e ao António Almeida pela revisão do texto e pelas suas sugestões sempre interessantes.
- Aos funcionários das Oficinas Gráficas do LNEC, pela impressão do texto.
- Finalmente agradeço aos meus pais, a quem dedico esta dissertação, por todo o apoio e encorajamento que sempre me deram, ajudando-me a superar todas as etapas que foram aparecendo no caminho.

ÍNDICE GERAL

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
AGRADECIMENTOS	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE TEXTO	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABELAS	xix
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2. OBSERVAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	7
CAPÍTULO 3. SISTEMA INTEGRADO DE MONITORIZAÇÃO.....	59
CAPÍTULO 4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA À PONTE SALGUEIRO MAIA.....	87
CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	149
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	157

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICAÇÃO E ENQUADRAMENTO	3
1.2. OBJECTIVOS.....	4
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	5
CAPÍTULO 2. OBSERVAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	7
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	9
2.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	10
2.3. PLANO DE OBSERVAÇÃO	11
2.4. EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO	12
2.4.1. Generalidades.....	12
2.4.2. Medição das condições ambientais.....	13
2.4.3. Medição da acção do tráfego	16
2.4.4. Medição da acção sísmica	18
2.4.5. Determinação das características estáticas de uma estrutura.....	19
2.4.6. Determinação das características dinâmicas de uma estrutura.....	20
2.4.7. Caracterização dos efeitos diferidos do betão	23
2.4.8. Medição de temperaturas	25
2.4.9. Medição de deslocamentos lineares	27
2.4.10. Medição de largura de juntas	29
2.4.11. Medição de rotações	30
2.4.12. Medição de extensões	32
2.4.13. Medição de forças em aparelhos de apoio.....	35
2.4.14. Medição de forças em tirantes.....	35
2.4.15. Sensores baseados em sistemas de satélite	38
2.4.16. Sensores baseados em fibras ópticas.....	45

2.5.	UNIDADES DE AQUISIÇÃO.....	54
2.6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	57
CAPÍTULO 3. SISTEMA INTEGRADO DE MONITORIZAÇÃO		59
3.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	61
3.2.	SISTEMA AUTOMÁTICO DE AQUISIÇÃO E PROCESSAMENTO DE DADOS EM TEMPO REAL	62
3.2.1.	Generalidades.....	62
3.2.2.	Validação de dados	63
3.2.2.1.	Conceitos gerais	63
3.2.2.2.	Erros sistemáticos	64
3.2.2.3.	Erros aleatórios.....	64
3.2.2.4.	Etapas da validação de dados	65
3.2.3.	Identificação de valores isolados.....	65
3.2.3.1.	Conceitos gerais	65
3.2.3.2.	Método z-score	66
3.2.3.3.	Método z-score modificado	68
3.2.4.	Avaliação dos métodos de identificação dos valores isolados.....	71
3.2.4.1.	Exemplo de aplicação.....	71
3.2.4.2.	Comparação dos estimadores da amostra	74
3.2.4.3.	Comparação dos métodos de identificação	75
3.2.4.4.	Influência da dimensão da amostra.....	76
3.2.5.	Regras para a implementação do método para a validação de dados.....	77
3.2.6.	Variáveis de controlo na monitorização de pontes.....	78
3.2.7.	Alarmes.....	80
3.2.7.1.	Generalidades	80
3.2.7.2.	Estabelecimento de níveis de alarme.....	81
3.2.7.3.	Procedimentos a adoptar após a activação de um alarme	82
3.3.	SISTEMA AUTOMÁTICO DE TRANSMISSÃO DE DADOS	84

3.4.	SISTEMA SEMI-AUTOMÁTICO DE PROCESSAMENTO DE DADOS	85
3.5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	85

**CAPÍTULO 4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA À PONTE
SALGUEIRO MAIA**

87

4.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	89
4.2.	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA E DO PROCESSO CONSTRUTIVO	89
4.3.	DESCRIÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO EFECTUADA	95
4.4.	SISTEMA DE AQUISIÇÃO E TRANSMISSÃO.....	102
4.5.	CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO COMO MATERIAL ESTRUTURAL.....	103
4.5.1.	Tensão de rotura à compressão.....	103
4.5.2.	Módulo de elasticidade	103
4.5.3.	Retracção.....	106
4.5.4.	Fluência	110
4.6.	MODELAÇÃO DA ESTRUTURA E DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	116
4.6.1.	Generalidades.....	116
4.6.2.	Modelo estrutural	116
4.6.3.	Faseamento construtivo	119
4.7.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS VALORES MEDIDOS E CALCULADOS	120
4.8.	APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DESENVOLVIDA.....	128
4.8.1.	Validação de dados	128
4.8.2.	Seleccção de variáveis de controlo	130
4.8.3.	Alarmes.....	137
4.8.3.1.	Generalidades	137
4.8.3.2.	Efeito da temperatura	137
4.8.3.3.	Efeito do tráfego	139
4.8.3.4.	Definição dos níveis de alarme	140
4.8.3.5.	Procedimentos após a activação de um alarme	145
4.9.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	146

CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	149
5.1. CONCLUSÕES	151
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	155

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2. OBSERVAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Figura 2.1 – Termo-higrómetro e udómetro na estação metereológica da Ponte Miguel Torga na Régua.....	14
Figura 2.2 – Anemómetros e catavento	15
Figura 2.3 – Estrutura de um sistema WIM.....	16
Figura 2.4 – Sistemas WIM	17
Figura 2.5 – Sensores <i>borehole</i> na Ponte da I-40 sobre o rio Mississipi, em Memphis.....	18
Figura 2.6 – Ensaio estático na Ponte sobre o rio Corgo para determinação de linhas de influência	19
Figura 2.7 – Ensaio de vibração forçada na Ponte de Yeongjong, na Coreia do Sul.....	20
Figura 2.8 – Massa usada nos ensaios dinâmicos de vibração em regime livre na Ponte do Guadiana.....	21
Figura 2.9 – Ensaio de vibração ambiente no viaduto da Rua Ramalho Ortigão em Lisboa	22
Figura 2.10 – Molde para execução de um compensador instrumentado com um extensómetro de corda vibrante	24
Figura 2.11 – Prismas compensadores termo-higrométricos e de fluência na Ponte Rainha Santa Isabel.....	24
Figura 2.12 – Representação esquemática de um termopar.....	25
Figura 2.13 – Representação esquemática de um RTD.....	26
Figura 2.14 – RTDs instalados na Ponte Internacional do Guadiana.....	27
Figura 2.15 – Sistema de nivelamento hidrostático associado a células de pressão.....	28
Figura 2.16 – Telecoordinómetro associado a um fio-de-prumo	29
Figura 2.17 – Esquema de Funcionamento de um medidor de juntas magnetostrictivo.....	30
Figura 2.18 – Medidor de rotações de corda vibrante	31
Figura 2.19 – Inclínómetros do tipo servo instalados na Ponte sobre o rio Felgueiras na A24.....	31
Figura 2.20 – Representação esquemática de um extensómetro de resistência eléctrica	32

Figura 2.21 – Extensómetro eléctrico de resistência (protegido) instalado num montante metálico da Ponte Rainha Santa Isabel, em Coimbra	33
Figura 2.22 – Representação esquemática de um extensómetro de corda vibrante	34
Figura 2.23 – Extensómetros de corda vibrante	34
Figura 2.24 – Aparelho de apoio com sistema de medição de força	35
Figura 2.25 – Célula de carga para medição da força instalada num tirante da Ponte sobre o rio Arade, em Portimão	36
Figura 2.26 – Sistema para medição de forças em tirantes na Ponte de Oresund	37
Figura 2.27 – LDV usado na medição de forças instaladas em tirantes.....	38
Figura 2.28 – Sistema GPS Diferencial.....	40
Figura 2.29 – Estação de GPS Diferencial.....	41
Figura 2.30 – Receptores de GPS-RTK da Ponte Tsing Ma em Hong-Kong	42
Figura 2.31 – Ensaios utilizando sistemas GPS na Ponte Forth Road na Escócia	43
Figura 2.32 – Ensaios na Ponte da baía de Parsley, Austrália.....	44
Figura 2.33 – Pseudo-Satélites usados nos ensaios da Ponte Wilford em Nottingham.....	44
Figura 2.34 – Princípio de funcionamento das fibras ópticas	46
Figura 2.35 – Tipos mais comuns de Fibras Ópticas.....	47
Figura 2.36 – Interferómetros de duas ondas em fibra óptica	49
Figura 2.37 – Interferómetros de múltiplas ondas de Fabry-Pérot.....	49
Figura 2.38 – Reflexão e transmissão da rede de Bragg.....	50
Figura 2.39 – Multiplexagem de sensores de Bragg.....	51
Figura 2.40 – Sensor de deslocamento de fibra óptica - Sistema SOFO	52
Figura 2.41 – Sensores de Fabry-Perót integrados em PFRC	52
Figura 2.42 – Sistema de instrumentação, baseado em fibras ópticas, na ponte sobre o rio Sorraia.....	53
Figura 2.43 – Sistema de alimentação energética na ponte Nanin na Suíça	55
Figura 2.44 – Datalogger instalado na Ponte Rainha Santa Isabel, em Coimbra	56

CAPÍTULO 3. SISTEMA INTEGRADO DE MONITORIZAÇÃO

Figura 3.1 – Contaminação da amostra pelos valores extremos.....	67
Figura 3.2 – Estimadores de localização (média e mediana)	74
Figura 3.3 – Estimadores de escala (desvio padrão, MAD_n , S_n e Q_n)	75
Figura 3.4 – Identificação das variáveis de controlo	79
Figura 3.5 – Rotina para a verificação da existência de alarmes e procedimentos automáticos a adoptar após a sua activação	83

CAPÍTULO 4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA À PONTE SALGUEIRO MAIA

Figura 4.1 – Vista Geral da Ponte Salgueiro Maia.....	90
Figura 4.2 – Alçado e planta da Ponte Salgueiro Maia.....	90
Figura 4.3 – Secção transversal na zona atirantada.....	91
Figura 4.4 – Montantes metálicos e pré-esforço exterior nos tramos extremos	91
Figura 4.5 – Construção dos tramos laterais com viga de lançamento inferior	92
Figura 4.6 – Construção do tramo central pelo método de avanços sucessivos.....	93
Figura 4.7 – Fases de betonagem do tabuleiro nos tramos laterais	93
Figura 4.8 – Fases de betonagem das aduelas	93
Figura 4.9 – Diversas fases de execução da obra.....	94
Figura 4.10 – Identificação dos tirantes instrumentados com células de carga	95
Figura 4.11 – Célula de carga para medição da força instalada num tirante	95
Figura 4.12 – Sistema de Nivelamento Hidrostático	96
Figura 4.13 – Localização das células de pressão do sistema de nivelamento hidrostático.....	96
Figura 4.14 – Localização das bases de clinómetro e de telescómetro	97
Figura 4.15 – Localização das secções de betão instrumentadas com extensómetros e termómetros	97
Figura 4.16 – Localização dos extensómetros nas secções S1, S2, S5 e S10.....	98
Figura 4.17 – Localização dos termómetros nas secções S1, S2 e S8.....	99
Figura 4.18 – Prismas compensadores de retracção e de fluência em ambiente interior.....	100

Figura 4.19 – Localização dos prismas compensadores de retracção e de fluência	101
Figura 4.20 – Localização dos <i>dataloggers</i> na ponte Salgueiro Maia	102
Figura 4.21 – Unidade de aquisição <i>datalogger</i>	102
Figura 4.22 – Extensões de Retracção nas Secções S5, S6 e S8	108
Figura 4.23 – Extensões de Retracção nas Secções S10, S11 e S12	109
Figura 4.24 – Extensões de retracção médias	110
Figura 4.25 – Coeficientes de Fluência dos provetes da secção S6	113
Figura 4.26 – Coeficientes de Fluência dos provetes da secção S10	114
Figura 4.27 – Coeficientes de Fluência dos provetes da secção S11	114
Figura 4.28 – Coeficiente de Fluência	115
Figura 4.29 – Localização das grandezas interpretadas	120
Figura 4.30 – Rotações longitudinais no topo do mastro do pilar P4	121
Figura 4.31 – Deslocamentos verticais na secção de meio vão do tramo central	122
Figura 4.32 – Evolução das extensões numa secção da base do mastro do pilar P4 (S2)	122
Figura 4.33 – Evolução das extensões na secção S5	123
Figura 4.34 – Evolução das extensões numa secção do tabuleiro junto ao apoio P4 (S8)	124
Figura 4.35 – Evolução das extensões na secção do meio vão do tramo central (S10)	125
Figura 4.36 – Força instalada no tirante SR15	126
Figura 4.37 – Forças instaladas em todos os tirantes durante a construção	127
Figura 4.38 – Deslocamentos Verticais (dados brutos)	128
Figura 4.39 – Deslocamentos Verticais (mediana dos dados validados)	130
Figura 4.40 – Variação da força nos tirantes instrumentados devido à remoção de tirantes	132
Figura 4.41 – Variação dos deslocamentos verticais do tabuleiro devido à remoção de tirantes	133
Figura 4.42 – Variação das rotações devido à remoção de tirantes	133
Figura 4.43 – Variação das extensões nas secções dos mastros devido à remoção de tirantes	134
Figura 4.44 – Variação das extensões nas secções do tabuleiro devido à remoção de tirantes	135
Figura 4.45 – Deslocamentos verticais <i>versus</i> temperatura ambiente (leituras horárias)	137
Figura 4.46 – Deslocamentos verticais (leituras horárias) e intervalos estimados para os níveis de aviso e de alerta	141

Figura 4.47 – Deslocamentos verticais <i>versus</i> temperatura ambiente (leituras diárias às 6h00)	143
Figura 4.48 – Deslocamentos verticais, valores medidos <i>versus</i> valores calculados no modelo numérico	143
Figura 4.49 – Deslocamentos verticais (leituras diárias às 6h00) e intervalos estimados para os níveis de aviso e de alerta	144

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2. OBSERVAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Tabela 2.1 – Propriedades dos pares termoelétricos.....	25
---	----

CAPÍTULO 3. SISTEMA INTEGRADO DE MONITORIZAÇÃO

Tabela 3.1 – Valor crítico $z(n,\alpha)$ para os intervalos de confiança de 95% e 99%	67
Tabela 3.2 – Factor de correcção em função da dimensão da amostra.....	70
Tabela 3.3 – Amostras contaminadas com valores anómalos.....	71
Tabela 3.4 – Parâmetros da amostra	72
Tabela 3.5 – Aplicação do método z-score para identificação de valores extremos.....	72
Tabela 3.6 – Aplicação do método z-score modificado para identificação de valores extremos	73
Tabela 3.7 – Identificação de valores anómalos.....	76
Tabela 3.8 – Valor estimado médio de MAD_n , S_n e Q_n para distribuições normais	77

CAPÍTULO 4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA À PONTE SALGUEIRO MAIA

Tabela 4.1 – Extensómetros e termómetros colocados nas diversas secções	97
Tabela 4.2 – Resistência à compressão média do betão	104
Tabela 4.3 – Módulo de elasticidade tangente na origem obtido em ensaios laboratoriais	104
Tabela 4.4 – Módulo de elasticidade tangente na origem estimado a partir da tensão de rotura.....	105
Tabela 4.5 – Provetes compensadores termo-higrométricos	107
Tabela 4.6 – Coeficientes C1 e C2 determinados a partir da regressão das curvas calculadas de cada provete	110
Tabela 4.7 – Provetes compensadores de fluência	113
Tabela 4.8 – Coeficientes C3 e C4 determinados a partir da regressão das curvas calculadas de cada provete	115
Tabela 4.9 – Constantes elásticas relativas ao apoio do tabuleiro nos pilares	117

Tabela 4.10 – Caracterização mecânica do betão usado no modelo numérico	118
Tabela 4.11 – Coeficientes usados para ajustar as curvas do EC2	118
Tabela 4.12 – Correlação entre os deslocamentos verticais e a temperatura ambiente.....	138
Tabela 4.13 – Somatório do quadrado das diferenças entre os deslocamentos verticais estimados e os reais.....	138

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

1.1. JUSTIFICAÇÃO E ENQUADRAMENTO

A observação do comportamento estrutural, nomeadamente de pontes, é uma actividade com crescente intensidade a nível nacional e internacional. Os seus principais objectivos são o conhecimento do comportamento real das construções e a confirmação dos modelos utilizados no seu dimensionamento, permitindo a verificação das condições de segurança e a detecção precoce de eventuais anomalias com a consequente adopção atempada de medidas de intervenção adequadas.

A inovação tecnológica que tem vindo a registar-se ao longo dos últimos anos veio permitir um avanço qualitativo muito significativo na observação de estruturas, proporcionando o progressivo aperfeiçoamento de sensores já existentes e a introdução de equipamentos baseados em novas tecnologias como as fibras ópticas ou o GPS.

Na observação a longo prazo o contributo mais significativo foi proporcionado pelas novas técnicas de aquisição automática das medições. A importância destes sistemas de aquisição resulta, não só da possibilidade de realização da leitura dos diversos equipamentos de uma forma simultânea, quase contínua, com cadências independentes e evitando a presença de operadores, mas também da capacidade de estabelecer uma ligação remota a um centro de estudos através de linha telefónica, rádio, GSM ou *Internet*.

A passagem da aquisição manual para a aquisição automática constituiu também um grande avanço na monitorização, permitindo um acompanhamento permanente das estruturas e oferecendo uma visão mais completa do seu comportamento, para as mais diversas solicitações.

A crescente evolução dos equipamentos de aquisição está também a dotá-los de capacidade de processamento. A sua modernização, para além de aumentar a sua capacidade de memória, está a torná-los cada vez mais autónomos, quer do ponto de vista energético quer do ponto de vista de processamento.

A par da aquisição e arquivo da informação é agora possível estabelecer rotinas de alarme ou alerta que vão aumentar a eficiência das actividades de monitorização, possibilitando ao sistema o envio de informações ao técnico responsável sobre uma situação anómala detectada, tendo ainda a capacidade de se reprogramar de modo a responder melhor à nova situação apresentada.

O aumento exponencial de dados provenientes da observação, devido à automatização da aquisição, obriga a que se desenvolvam métodos que permitam automatizar também as actividades de análise e interpretação das grandezas observadas, passando de uma análise diferida para uma análise em tempo real. Deste modo, reduz-se o período de tempo entre o momento em que os dados são lidos e aquele em que são analisados, havendo por isso, e em caso de deficiências no equipamento ou anomalias da estrutura, a possibilidade de uma intervenção mais precoce.

O LNEC é uma entidade com experiência relevante no domínio da observação do comportamento estrutural de pontes e tem vindo a apostar no desenvolvimento de meios para a introdução das novas técnicas de observação de estruturas em Portugal. Este trabalho insere-se nas actividades de investigação do LNEC, nomeadamente do Núcleo de Observação de Estruturas (NOE) do Departamento de Estruturas (DE), onde terá um vasto campo de aplicação na observação de obras no nosso País, designadamente nas doze obras de arte cujo comportamento a longo prazo é actualmente observado pelo NOE.

1.2. OBJECTIVOS

Esta dissertação tem como principal objectivo o desenvolvimento de ferramentas que permitam a análise automática dos dados provenientes da automatização da observação do comportamento estrutural de pontes, explorando as capacidades proporcionadas pelos avanços tecnológicos.

Primeiramente pretende-se desenvolver uma metodologia que possibilite a validação dos dados, logo após a sua leitura, de forma a obter amostras completas e comprovadas que irão ser posteriormente analisadas.

Numa segunda fase serão definidos os critérios para a selecção das variáveis de controlo de entre as grandezas observadas nas estruturas. Os valores medidos serão comparados com os valores calculados a partir de modelos utilizados na simulação do comportamento das estruturas e serão ainda analisadas as relações existentes entre as diferentes grandezas.

Posteriormente serão definidos os procedimentos de alarme que possibilitarão o acompanhamento permanente da estrutura em tempo real. Estes procedimentos incluirão a elaboração de critérios para a determinação de níveis de alarme e as acções a adoptar no caso destes limites serem excedidos.

Finalmente, e de forma a comprovar a aplicabilidade das metodologias desenvolvidas, estas serão implementadas a uma ponte observada pelo LNEC.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos sendo o primeiro a presente introdução.

No capítulo 2 referem-se os objectivos da observação de estruturas e descrevem-se algumas das fases que precedem a implementação de um sistema de monitorização, nomeadamente, a modelação do comportamento estrutural e a elaboração do plano de observação. Apresentam-se ainda neste capítulo, de uma forma sucinta alguns dos equipamentos mais utilizados na monitorização, bem como os seus campos de aplicação, vantagens e limitações.

No capítulo 3 propõe-se uma arquitectura para um sistema integrado de monitorização que pretende tirar partido dos benefícios originados pelos avanços tecnológicos da observação de estruturas a longo prazo. É dada especial importância à validação de dados, à escolha das variáveis de controlo e à definição de níveis de alarme que permitam uma análise permanente da estrutura.

Apresenta-se no capítulo 4 a aplicação da metodologia desenvolvida a um caso de estudo, a Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo em Santarém. Na primeira parte deste capítulo é feita uma descrição da estrutura, do processo construtivo e da instrumentação efectuada, tendo ainda sido desenvolvido um modelo numérico que simula o comportamento da estrutura desde a fase construtiva. Apresenta-se, ainda neste capítulo, a aplicação do método de validação de dados aos deslocamentos verticais, a selecção das variáveis de controlo a partir de uma análise de sensibilidade à presença de anomalias e por último a definição dos critérios para o estabelecimento dos níveis de alarme para os deslocamentos verticais e os respectivos procedimentos de resposta.

Por último, no capítulo 5, reúnem-se as conclusões do trabalho desenvolvido, sintetizando os principais resultados alcançados. No final deste capítulo apresentam-se ainda sugestões para desenvolvimentos futuros nesta área de investigação.

**CAPÍTULO 2. OBSERVAÇÃO DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL**

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Ao longo dos anos, as actividades de observação de estruturas têm contribuído para um melhor conhecimento do seu comportamento real. Este conhecimento tem sido utilizado nas diversas fases da vida da estrutura de modo a assegurar o controlo da segurança e do seu desempenho (Pedro, 1997).

No LNEC a observação do comportamento estrutural teve início com a observação de barragens. Estas estruturas, para além da sua importância económica, apresentavam um elevado risco para as populações localizadas a jusante das suas albufeiras. Foram estes dois factores que tornaram as barragens nos principais impulsionadores do desenvolvimento das técnicas de observação a longo prazo (Marecos, 1979).

Contudo, com o crescente desenvolvimento estrutural, a observação a longo prazo foi sendo introduzida noutras construções, nomeadamente pontes, viadutos ou estruturas especiais, com requisitos idênticos ao nível da segurança. Uma das primeiras intervenções do LNEC na observação de pontes foi em 1948 na Ponte sobre o rio Sousa, a qual foi objecto de monitorização durante e após a conclusão e de ensaios de carga estáticos e dinâmicos (Rocha et al., 1955).

Nos dias de hoje as actividades de observação estão a ser inseridas em sistemas complexos de monitorização do comportamento estrutural, denominados sistemas SHM (do acrónimo do inglês, *Structural Health Monitoring*), usados no controlo, gestão e manutenção das estruturas. Das muitas definições de sistemas SHM, realça-se a apresentada por Sikorsky (1999) como sendo a análise *in situ* das características estruturais, através de técnicas não destrutivas de elevada precisão, incluindo a medição da resposta estrutural com o objectivo de, numa fase inicial, detectar a ocorrência de um dano, num nível subsequente, localizá-lo e estimar a sua gravidade e, por último, avaliar as consequências desse dano na funcionalidade, fiabilidade e durabilidade da estrutura.

Como principais vantagens dos sistemas de monitorização salienta-se:

- o acompanhamento permanente do comportamento real facilitando a avaliação da integridade estrutural;
- a obtenção de estados de referência, nomeadamente antes da entrada em serviço e após a realização de obras de reparação ou reforço;

- a detecção precoce de anomalias na estrutura conduzindo, de um modo geral, a uma diminuição dos custos de reparação;
- a avaliação da vida útil de determinados componentes estruturais, como por exemplo aparelhos de apoio ou juntas de dilatação, otimizando a sua substituição;
- o aperfeiçoamento dos modelos de dimensionamento possibilitando uma melhoria na elaboração de projectos futuros;

A observação de estruturas pode ser dividida em três actividades distintas correspondentes ao acompanhamento durante a construção, à realização de ensaios de carga e à observação a longo prazo (Santos, 2001). A estas actividades precedem as seguintes fases:

- modelação do comportamento da estrutura;
- elaboração do plano de observação;
- escolha, calibração e instalação dos equipamentos de medição;
- estudo das propriedades dos materiais.

2.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A modelação do comportamento estrutural, em particular com a utilização de modelos numéricos, vai ser de extrema importância em diversas fases do processo de monitorização, designadamente (Fernandes, 1994):

- no planeamento das diferentes actividades de observação;
- na escolha das grandezas de controlo a medir;
- na determinação dos pontos a observar, onde se localizarão os equipamentos de medição;
- na previsão dos pontos a observar;
- na determinação da sensibilidade e do campo de medida dos equipamentos a adoptar;
- na escolha dos diferentes métodos e técnicas de observação a utilizar, bem como dos próprios equipamentos de medição a instalar;

- na interpretação, em cada fase ou campanha de observação, dos resultados já obtidos, na compatibilização entre os valores medidos e calculados e na formulação das respectivas conclusões.

2.3. PLANO DE OBSERVAÇÃO

No plano de observação são definidos os objectivos da monitorização, as secções a instrumentar, os métodos de medição e os respectivos equipamentos de medição, aquisição, transmissão e processamento. O plano deve ainda conter a informação necessária para a determinação e interpretação das mesurandas.

Na monitorização do comportamento estrutural devem ser medidas grandezas associadas às acções e às respostas da estrutura, mas também determinados parâmetros relacionados com a própria estrutura, assim como a caracterização dos materiais estruturais, nomeadamente os efeitos diferidos do betão.

Tendo em conta as acções que actuam na estrutura, devem ser medidas, por exemplo, o efeito da temperatura, do vento, do tráfego ou dos sismos. Por outro lado, a resposta da estrutura pode ser determinada através da avaliação da variação da configuração geométrica (deslocamentos lineares e angulares), da distribuição de extensões e tensões ou da força nos tirantes.

Fazem parte dos parâmetros da estrutura as suas características estáticas (linhas de influência) e as dinâmicas (frequências e configuração dos modos de vibração, bem como os coeficientes de amortecimento). A sua monitorização permite a correcção, a calibração e a actualização dos modelos numéricos usados na interpretação do comportamento da estrutura.

A escolha das secções a instrumentar deverá incidir nas que são críticas, ou seja aquelas que vão ser sujeitas a esforços máximos, e em secções correntes, que exemplificam bem o comportamento da generalidade das secções (Félix, 2002).

O número de pontos a medir e a sua localização deve ser tal que permita, a partir dos dados experimentais, avaliar o comportamento da estrutura e, com alguma redundância, valide os valores medidos e minimize os erros. A instrumentação de um número excessivo de pontos de medição poderá originar o aparecimento de dados experimentais supérfluos que apenas vão dificultar a interpretação dos resultados.

A selecção dos equipamentos é feita em função dos valores das grandezas estimadas analiticamente, mas também tendo em conta as suas condições de utilização. Os equipamentos são então escolhidos considerando a sua sensibilidade, exactidão, resolução, gama de medição, facilidade e rapidez de instalação, estabilidade de medição *in situ* e por último a sua robustez (Santos, 2001). Deve-se ainda ter em atenção que, como parte das grandezas não são directamente mensuráveis, a precisão dos aparelhos de medição deve ser tal que permita a dedução das grandezas indirectas tendo em conta as relações existentes entre elas.

A definição da cadência de aquisição dos sensores vai depender da variabilidade da grandeza ao longo do tempo.

2.4. EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO

2.4.1. Generalidades

A inovação tecnológica que tem ocorrido ao longo dos últimos anos veio permitir um avanço qualitativo muito significativo na observação de estruturas, proporcionando o progressivo aperfeiçoamento dos sensores já existentes e a introdução de equipamentos baseados em novas tecnologias como as fibras ópticas ou os Sistemas de Posicionamento Global (GPS).

Nas tarefas de monitorização distinguem-se diferentes tipos de equipamentos os quais podem ser classificados, consoante a sua função, em aparelhos de medição ou sensores, equipamentos de aquisição, de transmissão e de processamento de dados.

Os sensores podem ser divididos, quanto às suas características de funcionamento, em mecânicos, térmicos, eléctricos, magnéticos, químicos, etc..

Os aparelhos com funcionamento mecânico são, na sua maioria, amovíveis operando sobre bases de referência solidárias com a estrutura. Estes equipamentos exigem, por isso, a presença de um operador não sendo possível a sua automatização. No entanto, a sua utilização pode ser bastante importante na monitorização de uma estrutura pois permite, nas campanhas periódicas de inspecção, uma redundância das medições, com elevada sensibilidade e precisão e com um custo reduzido, dado que um único aparelho é comum a um conjunto de bases de uma ou mais estruturas.

De um modo geral, os restantes tipos de sensores podem ser ligados a sistemas de aquisição que possibilitam um registo automático dos seus sinais. Desta forma permitem um acompanhamento permanente do comportamento da estrutura através da realização automática de leituras quase simultâneas em todos os sensores.

Na escolha de um sensor, para além da caracterização da mesuranda (intervalo esperado, precisão, etc.) é essencial o conhecimento das suas propriedades temporais (estática ou dinâmica, contínua ou descontínua), das condições ambientais da medição e da duração da monitorização.

De seguida apresentam-se alguns equipamentos e técnicas usados na observação de estruturas e que permitem a automatização das tarefas de monitorização. Procurou-se descrever de forma sucinta o seu funcionamento e a sua aplicabilidade, bem como as melhorias introduzidas com a sua utilização. Os sensores encontram-se organizados em função da grandeza a medir, excepção feita aos equipamentos baseados em novas tecnologias os quais se encontram agrupados por princípio de funcionamento.

2.4.2. Medição das condições ambientais

A medição das condições ambientais, tais como a temperatura do ar, a radiação solar, a humidade relativa, a precipitação, a velocidade e direcção do vento, é de extrema importância dado que estes factores têm grande influência no comportamento dos materiais e da própria estrutura. Para registar a sua evolução é usual instalarem-se estações meteorológicas nas proximidades da estrutura assim como alguns sensores distribuídos por diversos elementos estruturais.

O termo-higrómetro (Figura 2.1) é um sensor combinado que permite medir a temperatura e a humidade relativa do ar. Os sensores estão localizados dentro de um invólucro com um filtro que os protege da poeira e uma espécie de chapéu que permite uma ventilação adequada e os abriga da precipitação. O sensor de temperatura consiste num termómetro de resistência eléctrica cuja resistência é afectada pela variação de temperatura (ver 2.4.8). O sensor de humidade relativa é constituído por um condensador cuja constante dieléctrica varia com a humidade relativa do ar.

O udómetro (Figura 2.1) é um sensor destinado a medir a precipitação acumulada num intervalo de tempo, sendo composto por um funil que recolhe a água da chuva e a encaminha para um sistema de alavanca constituído por uma haste com uma concha em cada extremidade. A água é guiada para cada uma das conchas alternadamente, após a

recepção do líquido numa concha este é libertado imediatamente pelo que este equipamento possui uma capacidade ilimitada de medição. Durante um período de tempo é registado o número de vezes que as conchas são cheias determinando-se assim a pluviosidade nesse período. Ressalva-se que a precipitação em forma de neve ou granizo inviabiliza a utilização deste tipo de sensor.

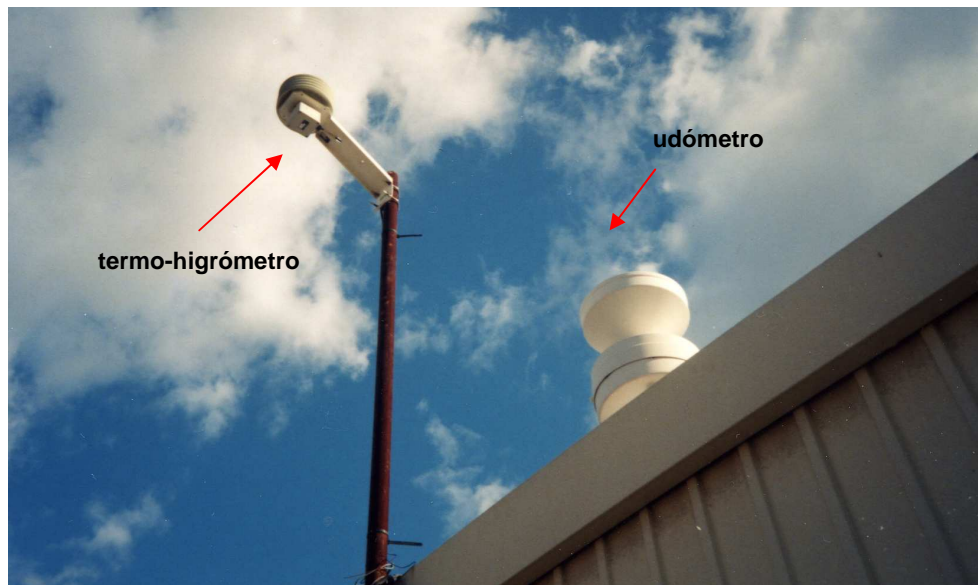


Figura 2.1 – Termo-higrómetro e udómetro na estação metereológica da Ponte Miguel Torga na Régua

Em pontes com elevada flexibilidade, como é o caso das atirantadas e suspensas, o vento pode ser uma acção preponderante no seu comportamento sendo, por isso, a sua monitorização um procedimento frequente. A medição da velocidade do vento nestas estruturas assume ainda grande importância na gestão de tráfego pois, em função dos valores registados, poderão existir restrições parciais ou totais à circulação.

Para caracterizar os efeitos do vento podem utilizar-se diversos equipamentos, como por exemplo, um anemómetro de copos associado a um cata-vento que medem, respectivamente, a velocidade e a direcção do vento, ou um anemómetro ultra-sónico que efectua o registo simultâneo da sua velocidade e direcção.

O princípio de funcionamento do anemómetro de copos rotativo consiste na medição do impulso eléctrico produzido a cada rotação, num determinado intervalo de tempo, com o qual se calcula a velocidade média horizontal do vento. O cata-vento é alinhado com o Norte

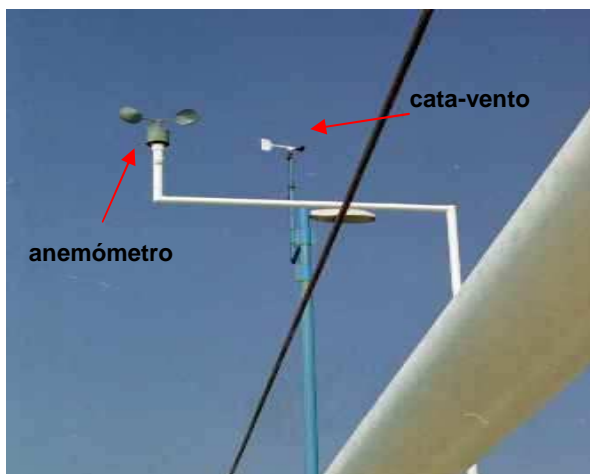
geográfico e regista a componente horizontal dominante do vento com recurso a um potenciómetro de elevada precisão.

O anemómetro ultra-sónico é composto por três pares de transdutores igualmente espaçados no plano horizontal. Cada par de transdutores actua alternadamente como receptor e transmissor de ondas de ultra-sons sendo registado o tempo que cada onda demora a deslocar-se entre eles. Para velocidades de vento diferentes de zero são registados diferentes tempos de deslocação da onda nos sentidos directo e inverso, sendo a velocidade do vento determinada através da seguinte fórmula:

$$V = \frac{1}{2} \cdot L \cdot \left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} \right) \quad (2.1)$$

onde, L é distância entre os transdutores e t_1 e t_2 são os tempos que as ondas demoram a percorrer a distância entre transdutores em cada sentido, respectivamente.

Na Figura 2.2-a apresenta-se um sistema para monitorização do vento, instalado na ponte suspensa de Severn, composto por um anemómetro de copos rotativos e por um cata-vento. Na Figura 2.2-b é visível um anemómetro ultra-sónico instalado na Ponte Tsing Ma em Hong-Kong, ao nível do tabuleiro, para medir a velocidade do vento em três direcções ortogonais efectuando o seu registo sempre que a velocidade média é superior a 5 m/s.



(a) Anemómetro de copos rotativos e cata-vento na Ponte de Severn no Reino Unido (Brantacan, 2006)



(b) Anemómetro ultra-sónico na Ponte Tsing Ma em Hong-Kong (Wong, 2004)

Figura 2.2 – Anemómetros e catavento

2.4.3. Medição da acção do tráfego

O método de pesagem em movimento ou WIM (*Weight In Motion*) permite registar o movimento de todos os veículos na ponte. Para além do seu peso é ainda possível determinar o número total de veículos que atravessam a ponte, a faixa de rodagem utilizada e a sua velocidade (FIB, 2003).

Existem diferentes sistemas WIM para medir o peso dos veículos baseados, por exemplo, em sensores piezoelétricos, em placas de flexão (*Bending Plates*) ou em células de carga. Estes sistemas têm uma estrutura idêntica, residindo a diferença no método usado para medir o peso do veículo.

Um sistema WIM é composto pelo sistema de pesagem, colocado em cada faixa de rodagem, perpendicularmente à direcção do trânsito e por dois anéis indutivos, embebidos no pavimento, instalados antes e após os sensores de pesagem (Figura 2.3). O primeiro anel tem como função alertar o sistema para a aproximação de um veículo, enquanto que o segundo serve para determinar a velocidade e o espaçamento dos eixos do veículo, baseando-se no tempo que este demora entre os dois anéis (Mcall e Vodrazca-Jr, 1997).

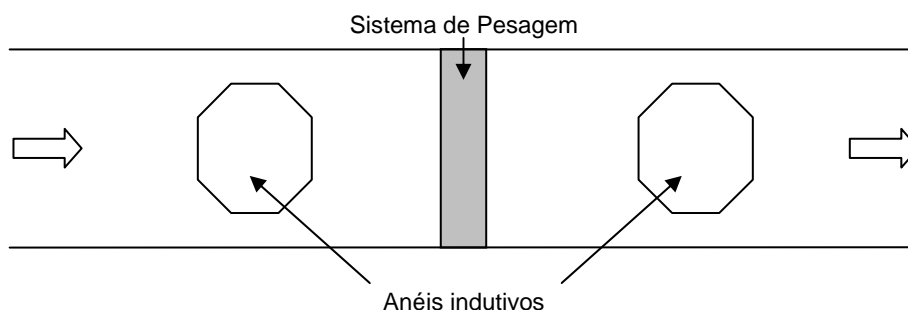


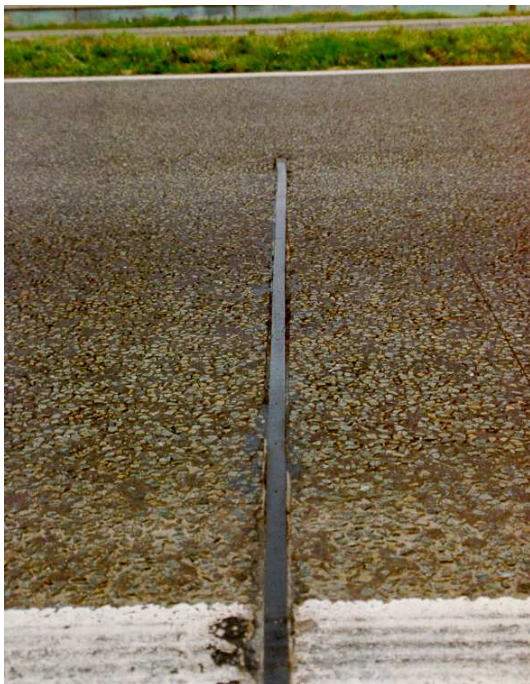
Figura 2.3 – Estrutura de um sistema WIM

No sistema WIM baseado em sensores piezoelétricos (Figura 2.4-a), a acção do veículo em cima do sensor provoca uma alteração na sua carga eléctrica a qual é usada para o cálculo da carga dinâmica do veículo. A carga estática é estimada a partir da carga dinâmica usando parâmetros de calibração, que vão depender de inúmeros factores, tais como a velocidade e o tipo de suspensão do veículo ou o amortecimento do pavimento.

No sistema baseado em placas de flexão (Figura 2.4-b), composto por placas metálicas instrumentadas, na face inferior, com extensómetros eléctricos de resistência (ver

2.4.12), quando o veículo passa sobre a placa, é medida a extensão e calculada a carga dinâmica e a respectiva carga estática.

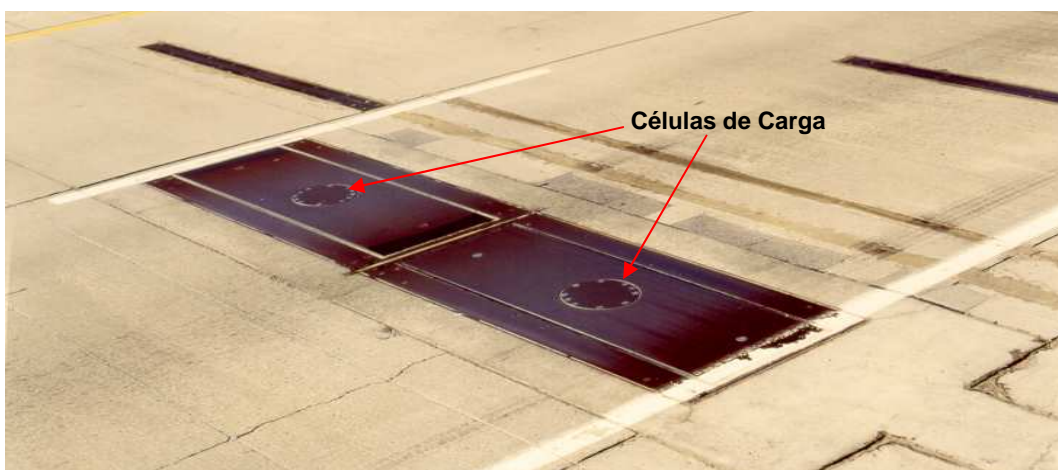
Por último, no sistema baseado em células de carga (Figura 2.4-c) utiliza-se uma célula de carga para medir a influência de cada rodado simultaneamente, somando depois o seu efeito. Este sistema é o mais preciso, sendo também o mais dispendioso.



(a) Sensores Piezoelétricos



(b) Placas de Flexão



(c) Células de Carga

Figura 2.4 – Sistemas WIM (FHWA, 2001)

2.4.4. Medição da acção sísmica

A medição e o registo das vibrações do solo, nas quais se traduz a acção sísmica, podem ser efectuadas recorrendo a macro-sismógrafos. Estes equipamentos são compostos por transdutores que podem registar deslocamentos, velocidades ou acelerações em três direcções ortogonais, por sistemas de alimentação, condicionamento e processamento do sinal e ainda por unidades de memória que permitem o armazenamento dos registos (Rodrigues, 2004).

Tendo em conta que um sismo produz vibrações elevadas, de um modo geral, os macro-sismógrafos não efectuam um registo contínuo, estando programados para guardar em memória as vibrações sempre que se cumpram determinadas condições pré-definidas, como por exemplo um valor superior a um limite especificado ou uma variação elevada do nível médio de vibrações.

Para medir as vibrações do solo também é possível instalar sensores que são enterrados, denominados de *borehole*, permitindo o registo das vibrações em profundidade. Na Figura 2.5 apresentam-se os acelerómetros triaxiais, inseridos num invólucro protector, instalados na Ponte da I-40 sobre o rio Mississippi, em Memphis, para monitorizar a vibração do solo ao nível das fundações dos pilares.

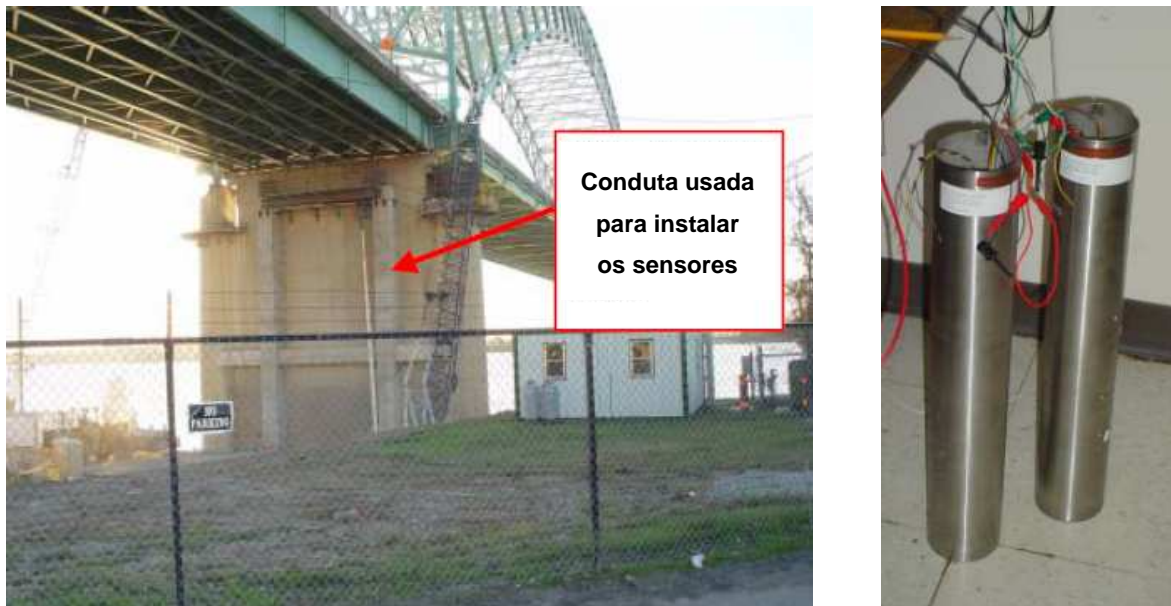


Figura 2.5 – Sensores *borehole* na Ponte da I-40 sobre o rio Mississippi, em Memphis (Pezeshk *et al*, 2002)

2.4.5. Determinação das características estáticas de uma estrutura

Numa estrutura, os esforços internos não variam apenas com a magnitude das cargas aplicadas, mas também com a posição dessas mesmas cargas. Desta forma, para determinar as características estáticas da estrutura realizam-se ensaios para definir as linhas de influência, as quais descrevem a variação de um determinado efeito em função da posição de uma carga que percorre a estrutura. Frequentemente medem-se apenas efeitos em pontos localizados sob a acção de cargas específicas sem se calcularem linhas de influência.

A determinação das linhas de influência numa ponte é feita através da aplicação de uma carga, habitualmente constituída por camiões ou locomotivas, caso se trate de uma ponte rodoviária ou ferroviária, respectivamente. A carga vai percorrer diferentes posições ao longo da estrutura efectuando-se a medição de diversas grandezas como sejam, deslocamentos, rotações ou forças com recurso aos mais variados equipamentos, alguns dos quais descritos ao longo deste capítulo. A Figura 2.6 ilustra o ensaio de carga estático da Ponte sobre o Rio Corgo, na Régua, integrada no traçado da auto-estrada A24, onde se pode observar uma linha de camiões numa posição do ensaio do tabuleiro de montante.



Figura 2.6 – Ensaio estático na Ponte sobre o rio Corgo para determinação de linhas de influência

2.4.6. Determinação das características dinâmicas de uma estrutura

A determinação das características dinâmicas de uma estrutura, a partir das vibrações, designadamente das frequências, configurações e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração pode ser realizada por diferentes técnicas de ensaio consoante a fonte da vibração a que a estrutura é sujeita, que pode ser forçada, em regime livre ou devido à acção ambiente.

Nos ensaios de vibração forçada a estrutura é excitada recorrendo, por exemplo, a geradores de vibrações servo-hidráulicos, ou mecânicos de massas excêntricas, ou ainda a equipamentos de aplicação de impulsos. Este tipo de ensaios apresenta algumas desvantagens quando aplicado a estruturas de grandes dimensões como é o caso de pontes de grande vão, nomeadamente pela dimensão, transporte e custo dos excitadores, e pela dificuldade em excitar determinados modos de baixas frequências, os quais são particularmente importantes em estruturas muito flexíveis. Por último, a necessidade de interromper o tráfego para a realização do ensaio é ainda um factor a considerar na escolha deste tipo de testes na estrutura.

Apesar dos inconvenientes acima referidos, os ensaios de vibração forçada têm sido utilizados em pontes, apresentando-se, na Figura 2.7, os excitadores servo-hidráulicos usados na Ponte Yeongjong, na Coreia do Sul, uma ponte suspensa com 300 m de vão (Rodrigues, 2004).



Figura 2.7 – Ensaio de vibração forçada na Ponte de Yeongjong, na Coreia do Sul (Rodrigues, 2004)

Nos ensaios de vibração em regime livre é imposta uma deformação inicial a qual é retirada instantaneamente ficando a estrutura a vibrar em regime livre. Este tipo de ensaios é particularmente importante na avaliação dos coeficientes de amortecimento.

De um modo geral, a deformação é induzida através de um cabo, que poderá estar ancorado ao solo ou a uma estrutura rígida, ou então ter um peso suspenso. No primeiro caso, o cabo é tensionado e a sua libertação ocorre quando é atingido o valor limite de uma ligação fusível. No segundo caso, o cabo é cortado, por exemplo, com recurso a explosivos.

Em qualquer das situações atrás descritas, a libertação repentina do cabo tem de ser uma acção rodeada de diversas medidas de segurança associadas ao facto do cabo estar, habitualmente, sujeito a tensões elevadas. Também é necessário ter em conta que o cabo pode vir a embater na estrutura o que poderá afectar a resposta que está a ser medida. Mais uma vez para a realização deste tipo de ensaios é necessária a interrupção do tráfego.

Na Figura 2.8 apresenta-se a massa usada nos ensaios de caracterização dinâmica da Ponte Internacional sobre o rio Guadiana, realizados antes da sua entrada em serviço. O cabo foi instantaneamente cortado com recurso a um maçarico de corte com um braço extensível, deixando a estrutura a vibrar em regime livre.



Figura 2.8 – Massa usada nos ensaios dinâmicos de vibração em regime livre na Ponte do Guadiana

As estruturas estão regularmente sujeitas a um conjunto de acções tais como o vento ou o tráfego, denominadas acções ambiente que constituem uma excitação dinâmica natural da estrutura. A realização de ensaios tendo por base esta excitação tem como principal vantagem o facto de não ser necessário interromper o tráfego na ponte, que é um dos responsáveis pela vibração da estrutura. No entanto, como as amplitudes de resposta da estrutura podem ser relativamente baixas, é necessário usar equipamentos com elevada sensibilidade.

Na Figura 2.9 são visíveis os acelerómetros dispostos ao longo do tabuleiro do viaduto da Rua Ramalho Ortigão, em Lisboa, durante a realização de um ensaio de vibração ambiente. Note-se que, como já foi referido anteriormente, não houve necessidade de interromper a circulação nem de peões nem de veículos durante a realização do ensaio.

Em todos os tipos de ensaio, a medição da aceleração pode ser feita recorrendo a acelerómetros distribuídos por diversos pontos da estrutura.

Os acelerómetros são sistemas mecânicos que transformam a aceleração a que estão sujeitos em sinais eléctricos a ela proporcionais, sendo os mais comuns os do tipo: piezoeléctrico, piezoresistivo, capacitivo e servo *force-balance*.

Os acelerómetros piezoeléctricos são constituídos por um cristal que, por ter propriedades piezoeléctricas, gera um sinal eléctrico quando sujeito a uma deformação. Quando o equipamento é submetido a uma aceleração, a massa do acelerómetro vai induzir uma força no cristal, que por sua vez origina uma diferença de potencial proporcional à aceleração.

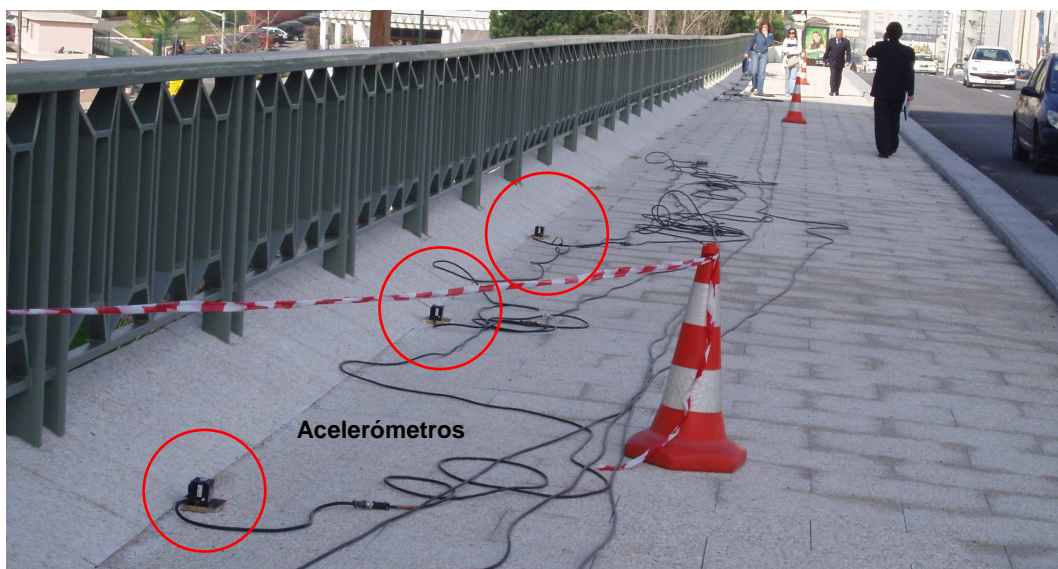


Figura 2.9 – Ensaio de vibração ambiente no viaduto da Rua Ramalho Ortigão em Lisboa

O modo de funcionamento dos acelerómetros do tipo piezoresistivo é idêntico aos do tipo capacitivo e consiste na variação da resistência eléctrica de um material com propriedades piezoresistivas, quando, por efeito de uma aceleração, este é obrigado a deformar-se.

Os acelerómetros do tipo servo *force-balance* possuem um mecanismo que controla a posição da massa localizada no interior do equipamento. Quando a massa sofre uma aceleração, a sua posição vai ser alterada originando um fluxo de corrente, mais uma vez proporcional à aceleração. Este tipo de acelerómetros apresenta grande sensibilidade e é indicado para a medição de vibrações em estruturas muito flexíveis, ou seja, com baixas frequências, como é o caso das pontes atirantadas ou suspensas (Rodrigues, 2004).

2.4.7. Caracterização dos efeitos diferidos do betão

Nas pontes de betão os efeitos diferidos, como a fluência e a retracção, têm uma grande influência no comportamento estrutural, nomeadamente na evolução dos estados de tensão e deformação da estrutura, condicionando não só o projecto como também o seu processo construtivo (Santos, 2001). Estes fenómenos são complexos porque dependem de inúmeros factores, muitos dos quais aleatórios, o que origina uma grande dispersão de resultados dificultando a previsão da sua evolução temporal.

De forma a aproximar os modelos de previsão com a evolução efectiva dos efeitos diferidos do betão recorre-se à medição da retracção e da fluência *in situ*. Durante a construção são betonados provetes, previamente instrumentados (Figura 2.10 e Figura 2.11), em simultâneo com a estrutura e com o mesmo betão da secção que pretendem caracterizar. Estes provetes são parcialmente isolados, permitindo apenas que as trocas com o exterior se façam por duas faces opostas, e são mantidos em obra ficando, desta forma, sujeitos às mesmas condições ambientais que a estrutura.

A medição das extensões de retracção é feita em prismas compensadores termo-higrométricos, os quais não estando sujeitos a forças exteriores, são apenas afectados pelos efeitos da retracção e da temperatura. Para avaliar a fluência do betão são ainda betonados prismas compensadores de fluência, os quais são mantidos sob tensão de compressão uniforme e constante ao longo do tempo. Às extensões medidas nestes últimos provetes é retirada a parcela correspondente à deformação por retracção e temperatura, medida nos primeiros, isolando, desta forma, os efeitos devidos à fluência.

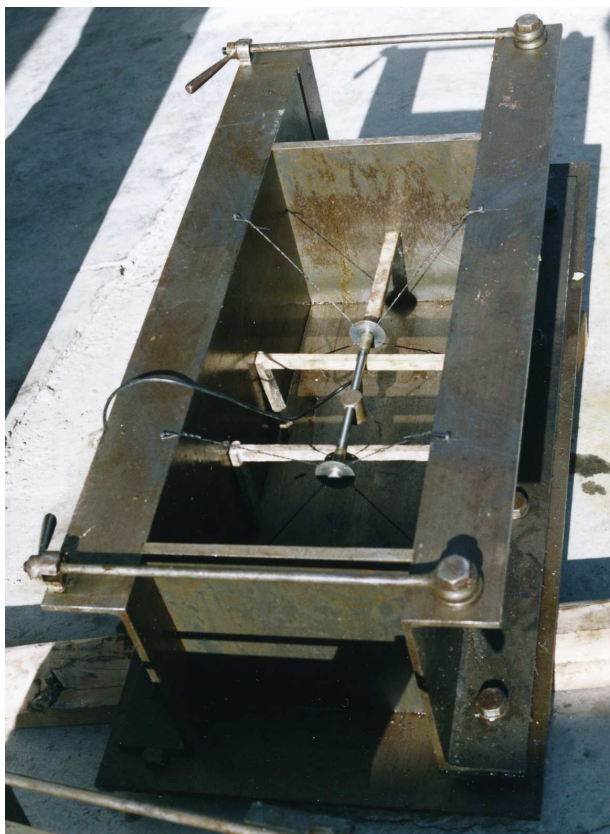


Figura 2.10 – Molde para execução de um compensador instrumentado com um extensómetro de corda vibrante

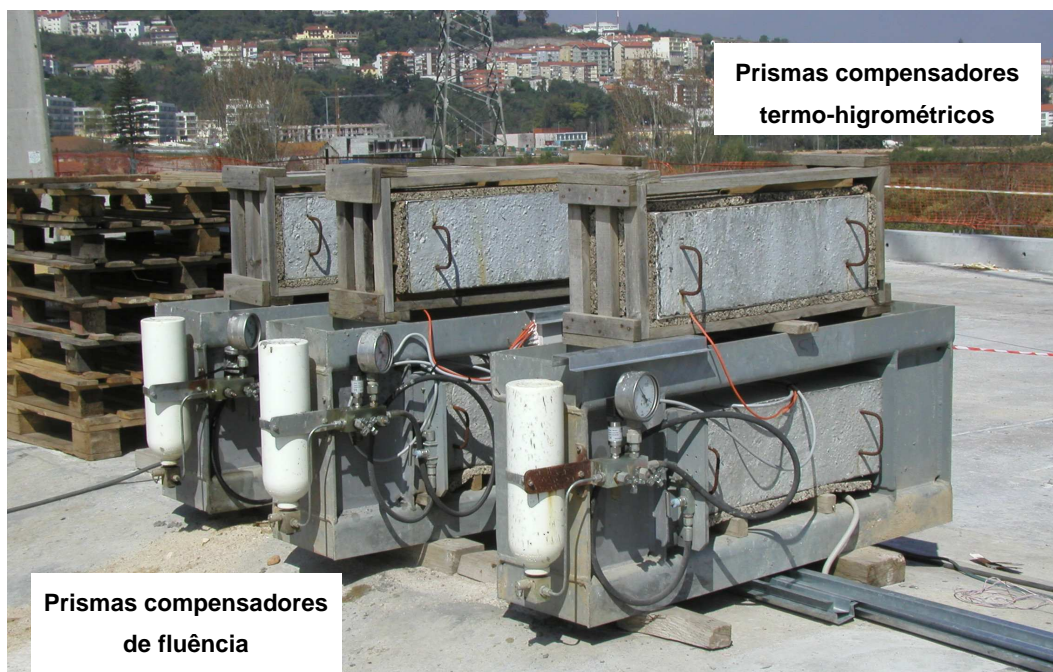


Figura 2.11 – Prismas compensadores termo-higrométricos e de fluência na Ponte Rainha Santa Isabel

2.4.8. Medição de temperaturas

A medição de temperaturas no interior do betão é importante para determinar os gradientes térmicos da estrutura e, numa primeira fase, para avaliar o efeito do calor de hidratação durante a cura do betão. Habitualmente recorre-se ao uso de pares termoeléctricos ou de termómetros de resistência eléctrica.

Os pares termoeléctricos ou termopares são constituídos por dois fios condutores metálicos, de materiais diferentes na forma de metais puros ou ligas homogéneas. A extremidade onde os fios estão soldados é denominada de junta de medição enquanto que a outra extremidade, onde é ligado o instrumento de medição fechando o circuito eléctrico, é chamada de junta de referência. O seu princípio de funcionamento baseia-se no efeito de Seebeck que gera uma força electromotriz no circuito formado pelos dois condutores, força essa que é função da diferença de temperatura das duas extremidades (Figura 2.12).

As combinações mais comuns são Ferro-Constantan (Tipo J), Cobre-Constantan (Tipo T) e Cromel-Alumel (Tipo K), funcionando cada um para uma determinada gama de medição e para um ambiente de aplicação recomendado (Tabela 2.1).

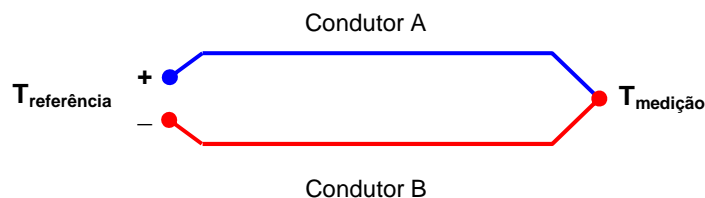


Figura 2.12 – Representação esquemática de um termopar

Tabela 2.1 – Propriedades dos pares termoeléctricos (Adaptado de Aktan *et al*, 2003)

Tipo	Gama de medição	Ambiente recomendado
J	-212 °C ~ 1204 °C	Atmosfera Redutora
T	-268 °C ~ 399 °C	Presença de Humidade
K	-268 °C ~ 1371 °C	Atmosfera Oxidante

Estes sensores são bastante atractivos do ponto de vista do preço, mas como a força electromotriz gerada é muito pequena, não permitem leituras a grandes distâncias pois são facilmente afectados pelo ruído do sinal. Acresce ainda que, na necessidade de se

efectuarem alongas entre o ponto a medir e o ponto de medição, não é permitido utilizarem-se condutores diferentes dos que constituem o termopar.

Os termómetros de resistência eléctrica ou RTDs (*Resistance Temperature Detectors*) baseiam-se no princípio de que a resistência de um metal varia com a temperatura de acordo com a equação de Callendar-Van Dusen:

$$\frac{R}{R_0} = 1 + \alpha \cdot \left[T - \delta \cdot \left(\frac{T}{100} - 1 \right) \cdot \left(\frac{T}{100} \right) - \beta \cdot \left(\frac{T}{100} - 1 \right) \cdot \left(\frac{T}{100} \right)^3 \right] \quad (2.2)$$

onde, R é a resistência à temperatura T , R_0 é a resistência a $0\text{ }^\circ\text{C}$ e α , β e δ são constantes que dependem da pureza do material e são determinadas através da calibração.

São constituídos por um fio de um metal com elevado grau de pureza (platina, níquel ou cobre) enrolado em espiral em torno de um núcleo (Figura 2.13). A Platina é o metal mais usado pela sua resistência à corrosão e pela sua estabilidade a altas temperaturas, apresentando uma relação linear entre a resistência e a temperatura numa faixa entre os $-200\text{ }^\circ\text{C}$ e os $800\text{ }^\circ\text{C}$.

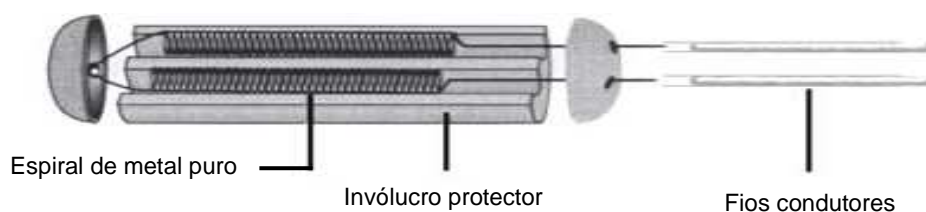


Figura 2.13 – Representação esquemática de um RTD (Adaptado de Heraeus, 2006)

Em comparação com os termopares, os termómetros de resistência eléctrica tendem a ser mais precisos e apresentam, de um modo geral, uma maior estabilidade nas leituras ao longo do tempo.

Na Figura 2.14 apresenta-se um conjunto de RTDs distribuídos ao longo da espessura da laje do tabuleiro da Ponte do Internacional sobre o rio Guadiana para monitorizar os gradientes térmicos. Os sensores foram previamente betonados num tubo de polietileno preenchido com betonilha para garantir o seu posicionamento durante a betonagem.

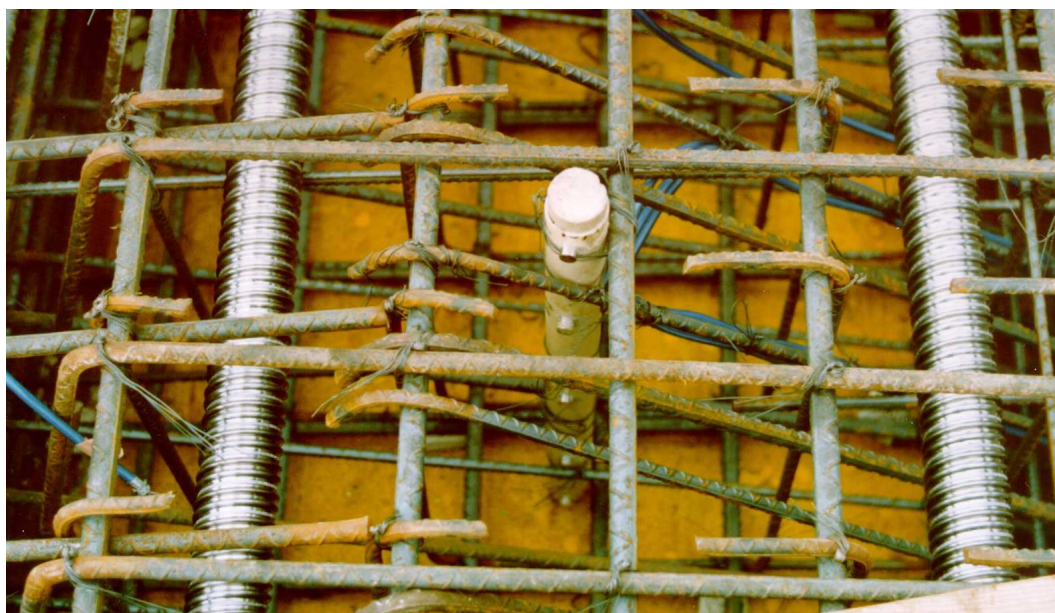


Figura 2.14 – RTDs instalados na Ponte Internacional do Guadiana (Santos, 2001)

2.4.9. Medição de deslocamentos lineares

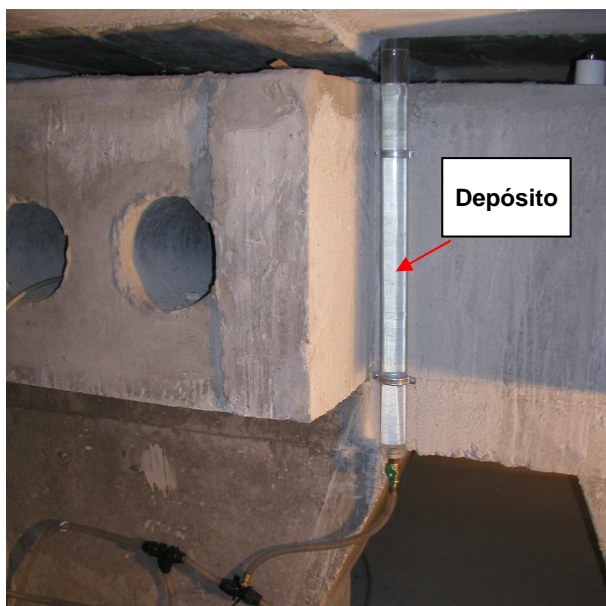
Os deslocamentos lineares permitem caracterizar de forma global o comportamento da estrutura. Para efectuar a sua medição podemos recorrer a sistemas baseados em satélites para medir deslocamentos tridimensionais (ver 2.4.15), a sistemas de nivelamento hidrostático para medir deslocamentos verticais, ou a coordenómetros associados a fios-de-prumo para medir deslocamentos num plano horizontal.

O sistema de nivelamento hidrostático baseia-se no princípio dos vasos comunicantes. Inicialmente este sistema era composto por um depósito localizado num ponto fixo da estrutura o qual se encontrava ligado por um tubo a outro depósito instalado no ponto onde se pretendia medir o deslocamento. No depósito fixo o nível de água era mantido constante, através de um sistema de carga e descarga permanentes de água, desta forma, a variação do nível da água no depósito móvel traduzia a variação de posição deste ponto em relação ao ponto fixo. Um sistema deste tipo apresentava algumas desvantagens, como o facto da água circular num circuito aberto e não ser possível automatizar os registos numa perspectiva de longo prazo.

O sistema de nivelamento hidrostático associado a células de pressão apresenta-se como uma solução para alguns dos inconvenientes apresentados pelo sistema tradicional, apoiando-se nos mesmos princípios básicos de funcionamento. O circuito passou a ser

fechado e em vez de medir directamente a diferença de nível de água, mede a diferença de pressão entre o ponto fixo e o ponto onde se pretende medir o deslocamento. No ponto fixo é instalado um depósito (Figura 2.15-a) que garante uma pressão constante de referência enquanto que em cada ponto de medida é colocada uma célula de carga (Figura 2.15-b).

As principais causas de erro na utilização de sistemas de nivelamento hidrostático são a existência de bolhas de ar no interior do tubo que afectam a pressão medida nas células e as variações de temperatura da água que origina uma distribuição não uniforme da densidade da água no interior do sistema.



a) Depósito



b) Célula de carga

Figura 2.15 – Sistema de nivelamento hidrostático associado a células de pressão

A medição dos deslocamentos horizontais em estruturas elevadas, como é o caso de pilares ou torres, pode ser feita recorrendo a telecoordinómetros associados a fios-de-prumo. Este sistema permite medir deslocamentos no plano horizontal, segundo duas direcções ortogonais, através da avaliação da variação da posição do fio-de-prumo (Figura 2.16).

Os sistemas de nivelamento hidrostático e os coordinómetros são mais indicados para serem aplicados no interior de estruturas, ou seja, numa viga em caixão, ou em pilares e torres ocas, porque sua aplicação no exterior poderia originar grandes erros de medição devido à vibração devido ao vento nas tubagens ou no fio-de-prumo, respectivamente. No

caso das tubagens a sua instalação no exterior sujeita-as a diferentes temperatura e/ou a radiação solar.



Figura 2.16 – Telecoordinómetro associado a um fio-de-prumo (Mata, 2005)

2.4.10. Medição de largura de juntas

A variação da largura das juntas de dilatação é uma grandeza de carácter global que reflecte a variação do comprimento do tabuleiro devido aos efeitos diferidos do betão e ao efeito sazonal da temperatura.

Uma das formas de medir esta variação é utilizando sensores magnetostrictivos cujo princípio de funcionamento se baseia no electromagnetismo. Uma onda ultra-sónica é gerada pela interacção entre o campo electromagnético e a corrente (Figura 2.17). O tempo de chegada da onda varia em função da posição do íman, que por sua vez traduz a variação da largura da junta que se pretende medir.

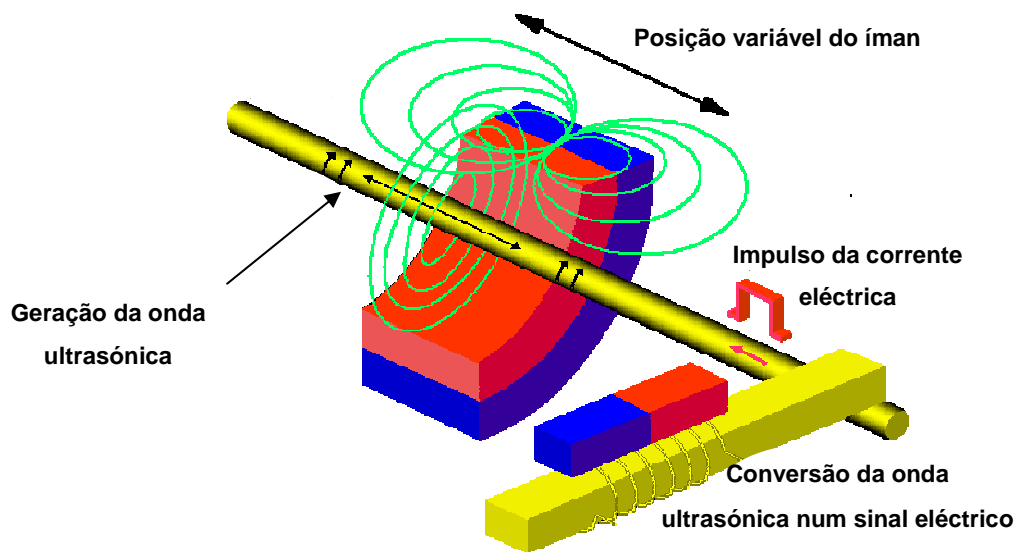


Figura 2.17 – Esquema de Funcionamento de um medidor de juntas magnetostrictivo (RDP, 2006)

2.4.11. Medição de rotações

A medição de rotações pode ser feita recorrendo a clinómetros ou a inclinómetros. Nos clinómetros determinam-se desvios em relação ao plano horizontal, enquanto que nos inclinómetros as medições fazem-se em relação a um plano vertical.

Estes equipamentos podem permitir a medição de rotações em duas direcções ortogonais, aparelhos biaxiais, ou apenas serem sensíveis a rotações numa direcção, aparelhos uniaxiais.

Do ponto de vista do funcionamento poderemos ter diversos tipos destes equipamentos como por exemplo os de corda vibrante, electrolíticos ou os do tipo servo.

Os medidores de rotações de corda vibrante são compostos por um pêndulo constituído por uma massa, mergulhada num líquido viscoso, que é suportada por uma corda (Figura 2.18). O seu princípio de funcionamento é similar ao dos extensómetros de corda vibrante, referidos de seguida em 2.4.12, e consiste na variação da frequência de vibração da corda devido à alteração da força nela instalada em função da rotação do centro de gravidade da massa. Estes aparelhos não são apropriados para a medição de rotações devido a acções dinâmicas, mas são muito utilizados em monitorizações de longo prazo, por apresentarem grande estabilidade nas medições.

Os clinómetros electrolíticos têm um princípio de funcionamento análogo ao dos clinómetros mecânicos de bolha de ar, onde o sensor de rotação consiste num nível de

bolha. A variação da rotação é proporcional à alteração de uma resistência que está associada ao nível.

Os inclinómetros do tipo servo (Figura 2.19) têm um funcionamento idêntico ao dos acelerómetros servo *force balance* já descritos em 2.4.6, sendo que o sinal eléctrico emitido é proporcional ao seno do ângulo da rotação. Este tipo de sensores é o apropriado para a medição de rotações em regime dinâmico.

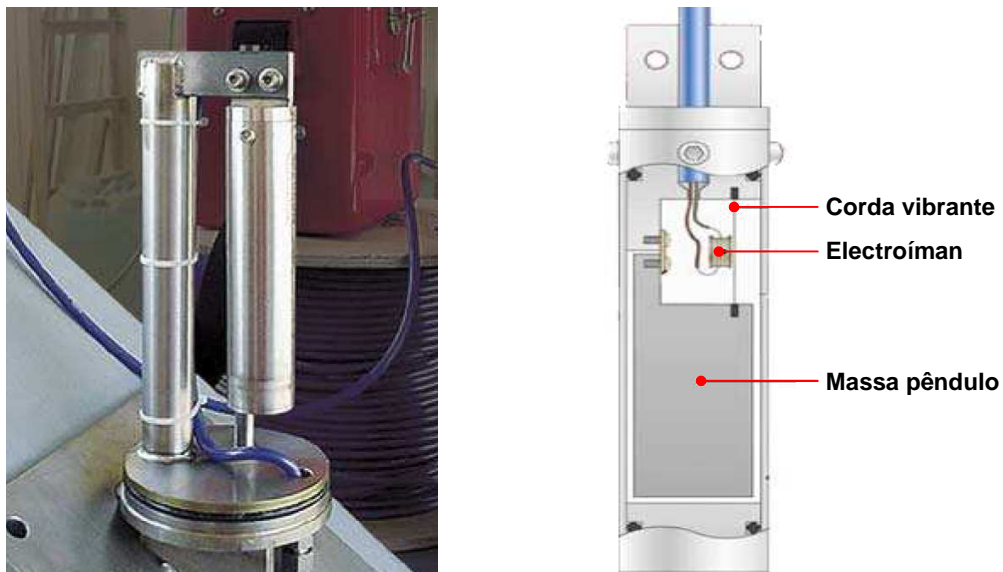


Figura 2.18 – Medidor de rotações de corda vibrante (Geokon, 2006)



Figura 2.19 – Inclinómetros do tipo servo instalados na Ponte sobre o rio Felgueiras na A24

2.4.12. Medição de extensões

A extensão é uma grandeza adimensional que se traduz no quociente entre variação de comprimento de um elemento e o seu comprimento inicial. Existem diversos aparelhos para medir extensões, sendo os mais utilizados os extensómetros eléctricos de resistência e os de corda vibrante.

Nos extensómetros eléctricos de resistência, a resistência de um fio condutor é alterada em função da deformação de alongamento ou encurtamento, a que este é sujeito. A sensibilidade do extensómetro, também conhecida por *gage factor*, é um valor constante para cada sensor e representa a relação entre a variação de resistência e a variação de comprimento e pode ser determinada pela expressão (2.3).

$$k = \frac{\Delta R}{R} / \frac{\Delta L}{L} \quad (2.3)$$

onde, k é a constante do extensómetro e R e L são, respectivamente, a sua resistência e seu comprimento iniciais.

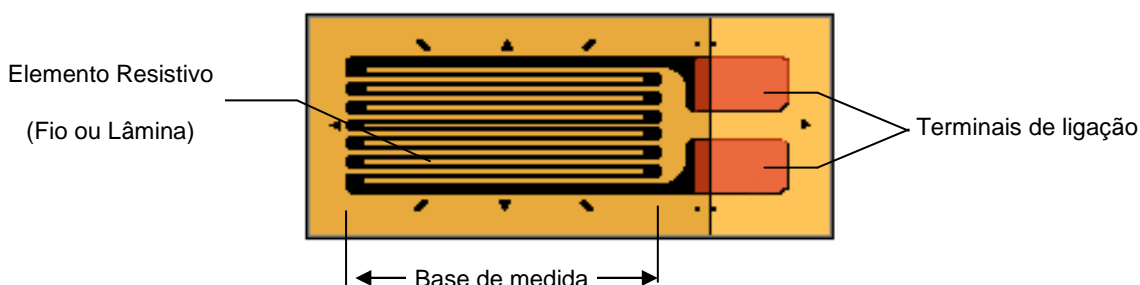


Figura 2.20 – Representação esquemática de um extensómetro de resistência eléctrica

Os extensómetros eléctricos de resistência podem ser montados na superfície da estrutura (Figura 2.21) ou embebidos no interior do betão colados nas armaduras. São geralmente usados em medições de curta duração porque devido ao seu auto-aquecimento podem apresentar desvios do zero nas medições a longo prazo (Aktan *et al*, 2003).

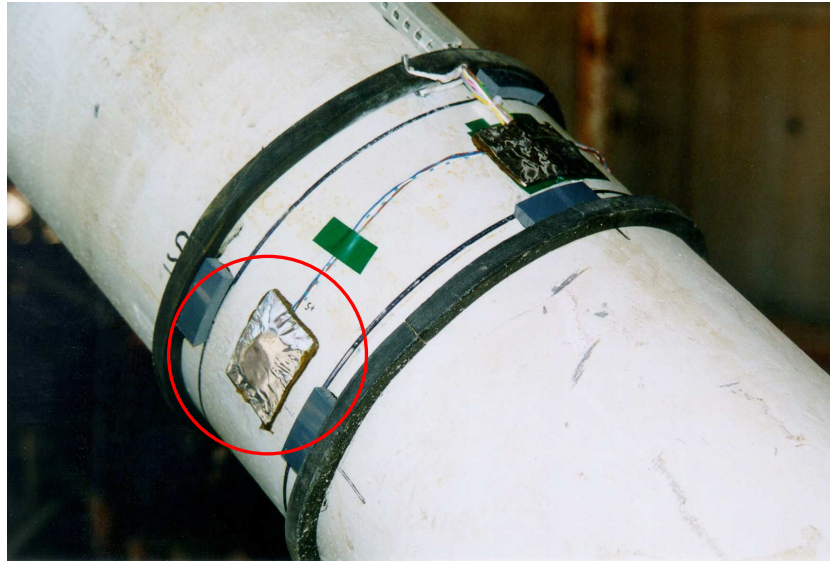


Figura 2.21 – Extensómetro eléctrico de resistência (protegido) instalado num montante metálico da Ponte Rainha Santa Isabel, em Coimbra

Os extensómetros de corda vibrante baseiam-se na teoria das cordas vibrantes que relaciona a frequência natural de vibração de uma corda com a tensão que nela está instalada e, conseqüentemente, com a deformação que está associada a essa mesma tensão. A extensão da corda é determinada por intermédio da equação (2.4).

$$\varepsilon = \frac{4 \cdot L^2 \cdot \rho \cdot g}{E} (f^2 - f_0^2) \quad (2.4)$$

onde, ε é a extensão associada a frequência de vibração f ; L , ρ e E são, respectivamente, o comprimento, a densidade e o módulo de elasticidade da corda, g é a aceleração da gravidade e f_0 é a frequência inicial.

Este tipo de extensómetro é constituído por um fio de aço amarrado nas duas extremidades do extensómetro e por um electroímã que provoca uma excitação colocando a corda a vibrar e de seguida mede a frequência de vibração natural da corda (Figura 2.22).

Existem diversos tipos de extensómetros de corda vibrante que permitem a medição de extensões na superfície dos elementos ou no interior do betão.

Estes sensores são robustos e apresentam um comportamento muito estável a longo prazo, porque são completamente estanques à humidade e o seu interior é preenchido por

um gás inerte e ainda porque a corda não apresenta relaxação. No entanto, como principal inconveniente, salienta-se o facto de, pelo seu princípio de funcionamento, estes sensores não permitirem uma observação em regime dinâmico.

Apresentam-se, em seguida, exemplos de extensómetros de corda vibrante montados em armaduras antes da betonagem no Viaduto do Porto Novo, na Madeira (Figura 2.23-a) e na Ponte Internacional sobre o rio Guadiana (Figura 2.23-b)

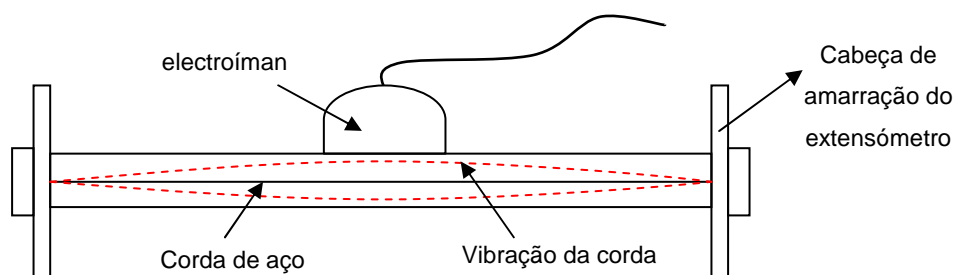
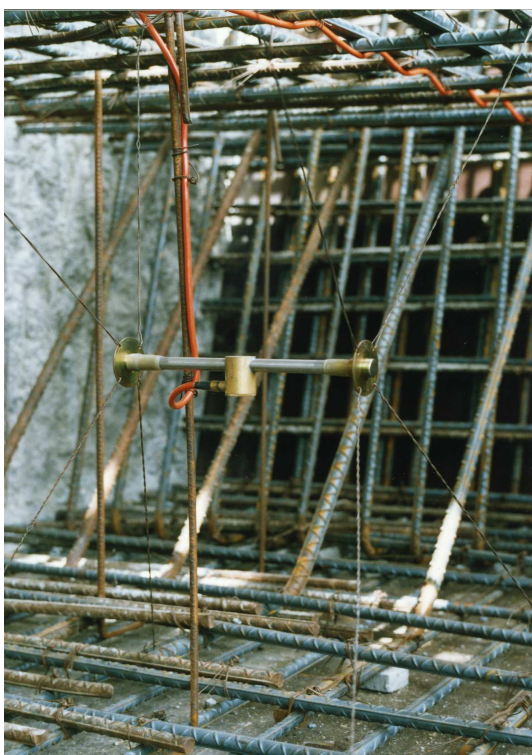


Figura 2.22 – Representação esquemática de um extensómetro de corda vibrante



(a) Viaduto do Porto Novo, Madeira



(b) Ponte do Guadiana

Figura 2.23 – Extensómetros de corda vibrante

2.4.13. Medição de forças em aparelhos de apoio

A medição de forças nos aparelhos de apoio pode ser feita com recurso a células de carga. Apresenta-se um exemplo de um aparelho de apoio do tipo panela, o qual devido ao seu princípio de funcionamento oferece as condições ideais para a medição da força suportada pelo aparelho. O pistão exerce uma pressão, praticamente hidrostática, no disco elastomérico, a qual pode ser medida por uma célula de pressão instalada na parede do aparelho de apoio (Figura 2.24).



Figura 2.24 – Aparelho de apoio com sistema de medição de força (Mageba, 2007)

2.4.14. Medição de forças em tirantes

Em pontes suspensas ou atirantadas, a tensão instalada nos cabos fornece informação importante sobre o comportamento global da estrutura.

O método mais directo para medir forças em tirantes consiste na pré instalação, durante a construção, de células de carga calibradas em pelo menos um dos cordões do tirante (Figura 2.25). Este processo permite um acompanhamento permanente viabilizando a monitorização contínua e automática.

As células de carga são constituídas por extensómetros eléctricos de resistência, onde a variação da resistência gera um sinal eléctrico que é proporcional à força aplicada.

Para determinar a tensão no tirante, multiplica-se o valor da força medida no cordão monitorizado pelo número de cordões que compõem o cabo, dado que, devido ao procedimento utilizado no tensionamento dos cabos (isotensão), todos os cordões têm a mesma tensão instalada.

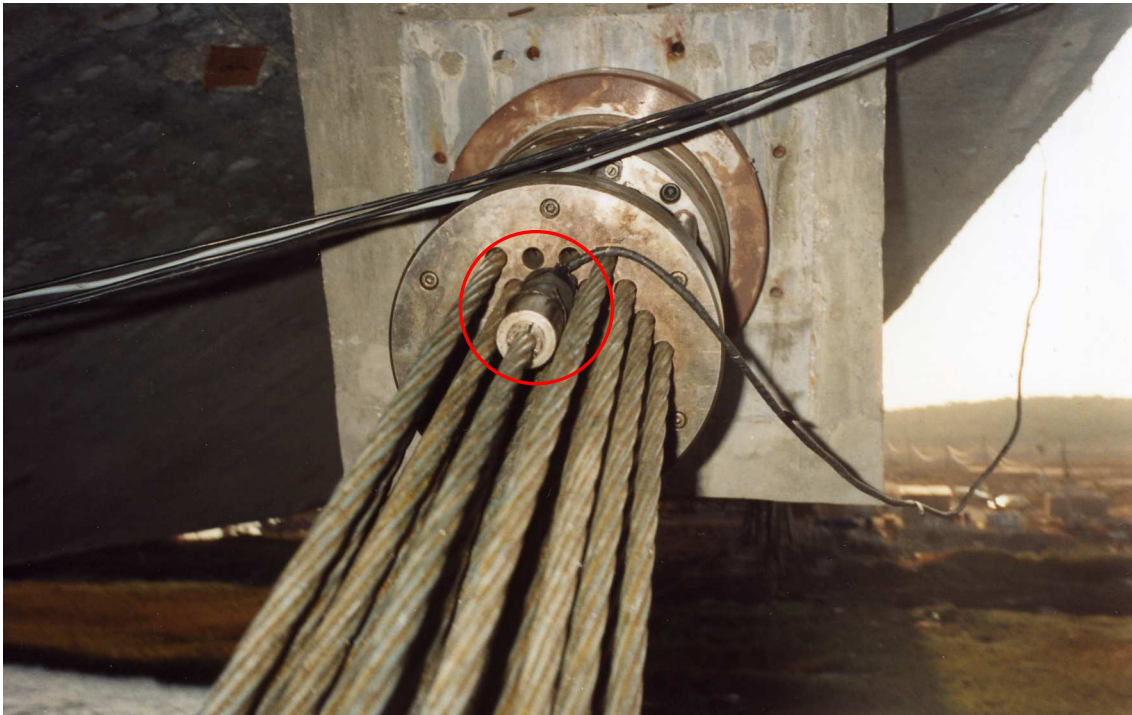


Figura 2.25 – Célula de carga para medição da força instalada num tirante da Ponte sobre o rio Arade, em Portimão

A força instalada num tirante também pode ser estimada a partir da avaliação experimental das frequências dos seus modos naturais de vibração. Assumindo um modelo de corda vibrante para o tirante, a força nele instalada relaciona-se com as suas frequências naturais através da expressão (2.5):

$$N = 4 \cdot m \cdot L^2 \cdot \left(\frac{f_n}{n} \right)^2 \quad (2.5)$$

onde, N representa o esforço axial no tirante, m é a massa por unidade de comprimento, L é o comprimento e f_n é a frequência de vibração associada ao modo n.

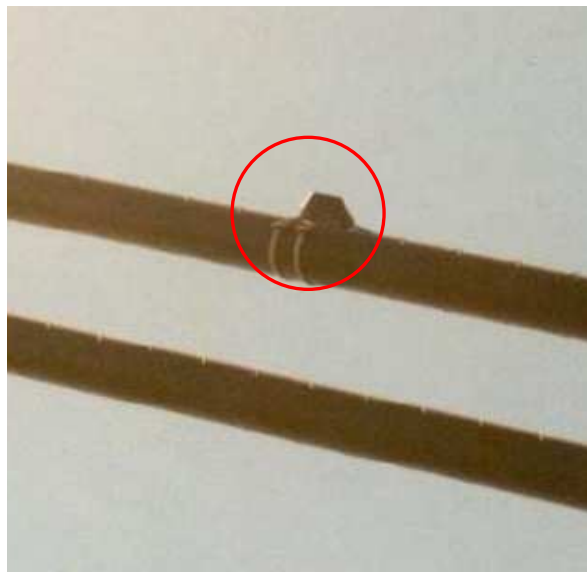
Estas frequências podem ser identificadas a partir de registos obtidos com recurso, por exemplo, a acelerómetros ou a vibrómetros laser.

Como já foi referido, os acelerómetros são sistemas mecânicos que transformam a aceleração a que estão sujeitos em sinais eléctricos a ela proporcionais sendo os mais comuns do tipo piezoeléctrico, piezoresistivo, capacitivo e servo *force-balance*.

A utilização de acelerómetros permite efectuar uma monitorização permanente da frequência de vibração dum tirante quando este é sujeito à acção do tráfego e à vibração ambiente. Desta forma é possível obter, de forma indirecta, a força no tirante tal como se encontra implementado no sistema de monitorização da Ponte de Oresund que liga Copenhaga, na Dinamarca, a Malmo, na Suécia (Peters *et al*, 2003), onde estão instalados 16 acelerómetros triaxiais em tirantes (Figura 2.26).



(a) unidade de aquisição



(b) acelerómetro triaxial instalado num tirante

Figura 2.26 – Sistema para medição de forças em tirantes na Ponte de Oresund (Peters *et al*, 2003)

Os vibrómetros laser ou LDVs (*Laser Doppler Vibrometers*) baseiam-se no efeito de Doppler, que consiste na alteração da frequência da onda de luz em virtude do movimento relativo de aproximação ou afastamento do objecto onde ela é reflectida (Figura 2.27).

Do ponto de vista operacional, a utilização de LDVs tem como vantagem o facto de não necessitarem de contacto directo com o tirante para medir a sua frequência de vibração o que permite a medição em locais de difícil acesso. A utilização deste tipo de equipamentos

permite ainda que seja efectuada a medição de mais do que um tirante de um modo rápido e eficiente, utilizando apenas um aparelho, mas obriga à presença de operadores. Por esta razão, os LDVs são mais apropriados para a realização de ensaios, tais como os que foram efectuados na Ponte Vasco da Gama, sobre o rio Tejo em Lisboa (Cunha e Caetano, 1999), do que para uma monitorização permanente.

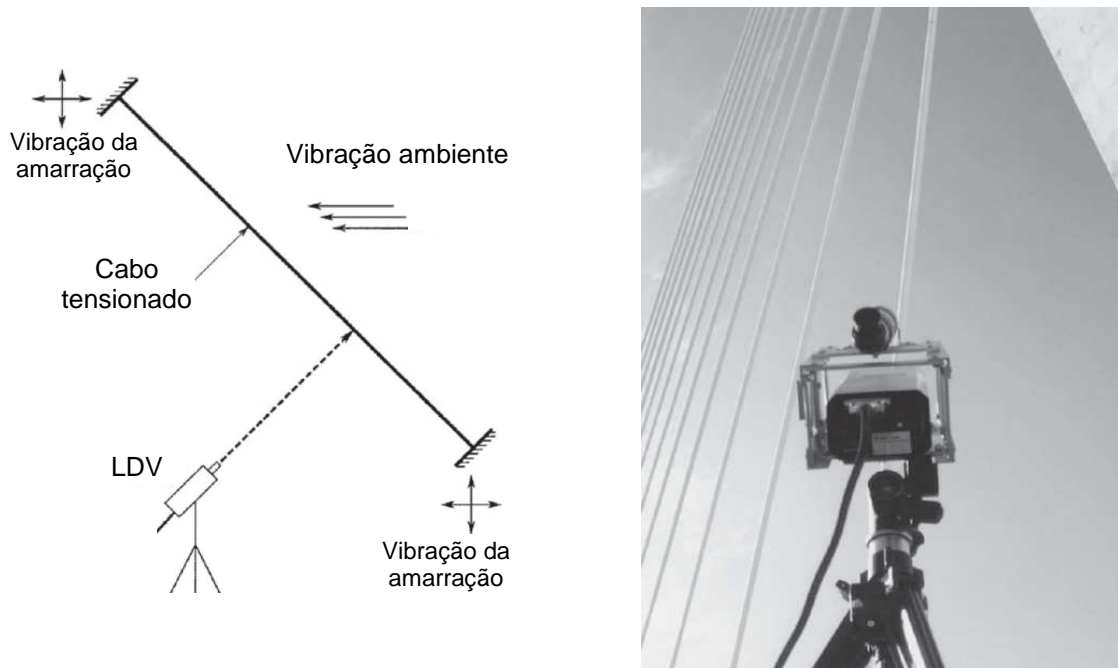


Figura 2.27 – LDV usado na medição de forças instaladas em tirantes (Adaptado de Tabatabai, 2005)

2.4.15. Sensores baseados em sistemas de satélite

Actualmente existem três sistemas de Satélites de Navegação Global (GNSS - *Global Navigation Satellite Systems*) operacionais: o Sistema de Posicionamento Global (GPS - *Global Position System*) desenvolvido nos EUA e já concluído, o sistema GLONASS (*GLobal Orbiting NAVigation Satellite System*) desenvolvido na Rússia ainda incompleto, ambos de controlo militar e, por último, o projecto europeu GALILEO, o mais recente e o único de controlo civil, cujo primeiro satélite foi lançado a 28 de Dezembro de 2005. Apesar da existência dos vários sistemas acima descritos é vulgar utilizar-se a sigla GPS para designar todos os sistemas de navegação.

Em estruturas flexíveis, como pontes atirantadas de grande vão ou edifícios muito altos, é possível utilizar os sistemas GPS para medir o deslocamento em três direcções

(Rodrigues, 2004). Nestas estruturas é exigida uma elevada precisão nas medições pelo que as técnicas mais utilizadas são o GPS Diferencial (DGPS - *Differential Global Position System*) e os Pseudo-Satélites (PL - *PseudoLites*).

O GPS Diferencial consiste na utilização de um receptor colocado num ponto de coordenadas conhecidas como auxiliar para a medição da posição de um ponto na estrutura. Este método possibilita a correcção de erros o que aumenta precisão da medição em comparação com o sistema de GPS tradicional.

Cada satélite transmite dois sinais de rádio de baixa frequência L1 (1575.42 MHz) e L2 (1227.60 Mhz), estes sinais contêm vários tipos de informações o que dá origem a receptores com métodos de processamento diferentes baseados no Código (*Pseudo-Code*) e/ou na Fase da onda (*Carrier-Phase*).

Os receptores de código utilizam a velocidade da luz e o intervalo de tempo que o sinal demora a viajar do satélite até à antena para calcular a distância que os separa, enquanto que os receptores de fase calculam as distâncias aos satélites determinando o número de comprimentos de onda entre o satélite e a antena. Estes últimos são mais exactos dado que as medições de fase da onda são feitas com precisões sub-milimétricas.

O receptor localizado na estação de referência e os receptores instalados na estrutura recebem os sinais dos satélites de GPS (Figura 2.28). Como a posição do receptor de referência é conhecida este, em vez de utilizar estes sinais para determinar a sua localização, utiliza a sua posição para determinar o tempo que a informação deveria demorar a chegar ao receptor e compara-o com o tempo real. As diferenças encontradas correspondem aos erros de medição associados aos efeitos do atraso da velocidade da luz na atmosfera e aos erros de posicionamento dos satélites nas orbitas.

Após ter calculado o factor de correcção o receptor de referência transmite-o aos receptores da estrutura permitindo a minimização dos erros comuns das suas medições.

Esta correcção só é possível porque o receptor de referência está localizado nas proximidades da estrutura o que implica que alguns dos erros se manifestam de igual modo em ambos os dispositivos. Nomeadamente os erros provocados pela ionosfera e pela troposfera, dado que a distância e a parcela de atmosfera que os sinais percorrem entre os satélites e os receptores é praticamente a mesma (Lima *et al*, 2006)

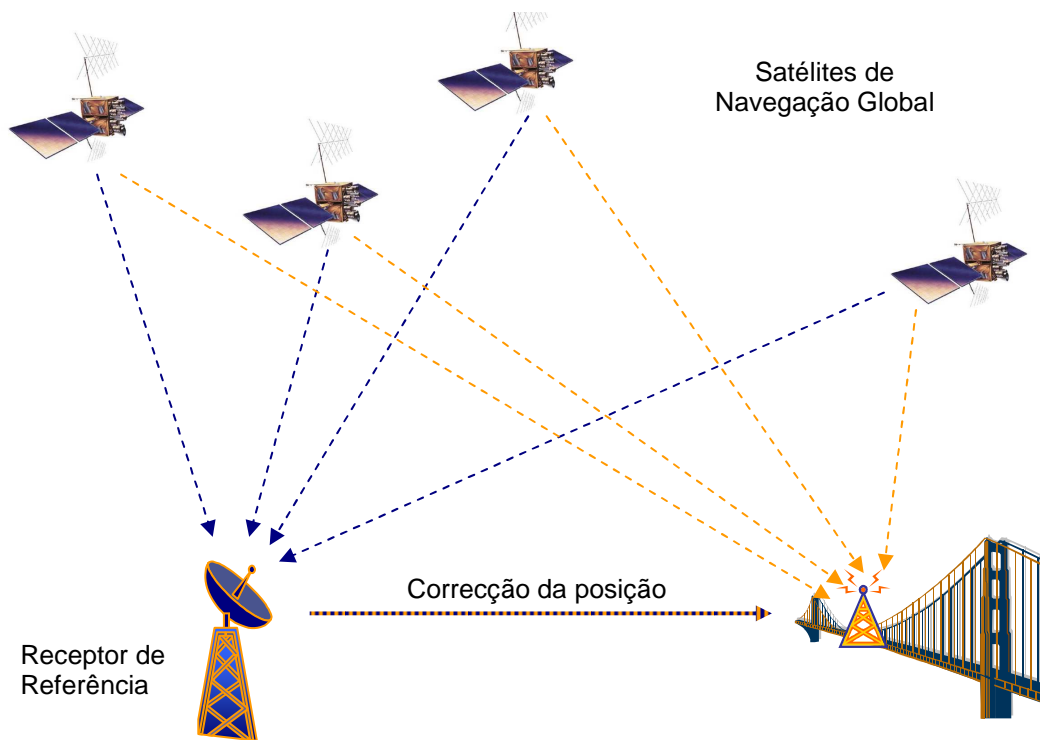


Figura 2.28 – Sistema GPS Diferencial

Dependendo do aparelho receptor, da distância entre as estações e do número e distribuição geométrica dos satélites utilizados conseguem-se correntemente precisões da ordem dos 10 mm para deslocamentos horizontais e aproximadamente o dobro para deslocamentos verticais. O posicionamento com elevada precisão pode ser garantido se forem asseguradas determinadas condições:

- o receptor de referência esteja a uma distância máxima de 1 km dos receptores da estrutura para que os erros atmosféricos sejam milimétricos (Cheng *et al*, 2002);
- os sinais GPS sejam recebidos simultaneamente pelos receptores da estrutura e pelo receptor de referência e este último transmita os factores de correcção em tempo real - sistema de GPS Diferencial Cinemático em Tempo Real (RTK - *Real Time Kinematic*);
- sejam utilizados receptores de dupla frequência (L1 e L2) que utilizem o código e a fase da onda para processar o posicionamento de cada ponto;
- o receptor de referência calcule os erros de todos os satélites visíveis e os transmita para os receptores da estrutura por forma a que todos os sinais adquiridos pelo receptor situado na estrutura possam ser corrigidos;

- sejam utilizados no mínimo sinais de quatro satélites para determinar a posição tridimensional de um ponto;

Na Figura 2.29 apresenta-se uma configuração tipo de uma estação de GPS Diferencial (Bilich e Wood, 2004). Todos os componentes encontram-se numa caixa que, por ser feita em fibra de vidro, permite a passagem dos sinais de GPS não interferindo com as comunicações entre os satélites e a antena.

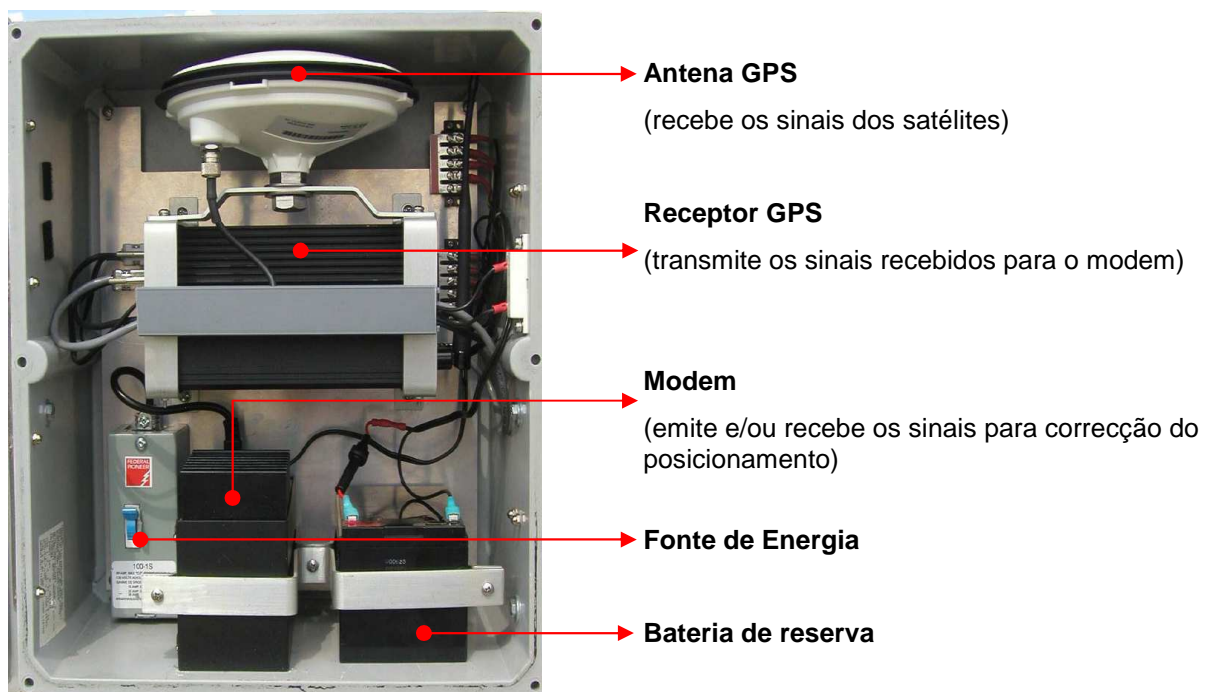


Figura 2.29 – Estação de GPS Diferencial (Bilich e Wood, 2004)

O acompanhamento da deformação através de sistemas GPS já está a ser utilizado em diversas pontes, essencialmente suspensas ou atirantadas as quais, por serem estruturas muito flexíveis, atingem grandes amplitudes de deslocamentos onde a precisão obtida com o posicionamento através de satélites é suficiente. Referem-se algumas estruturas recentes onde estes sistemas estão implementados realizando uma monitorização permanente:

- a Ponte Great Belt Este, na Dinamarca, uma ponte suspensa com um vão de 1624 m foi instrumentada com 6 receptores GPS com precisões esperadas de 15 a 20 mm no plano horizontal e de 30 a 40 mm no plano vertical (Laursen, 2004);

- a Ponte Akashi Kaikyo, no Japão, detentora do recorde do mundo para a maior ponte suspensa, possui 3 receptores GPS localizados numa ancoragem, no topo de uma das torres e, no tabuleiro, no meio do vão central. Este equipamento foi instalado para medir a deformação das torres e do tabuleiro (Aktan *et al*, 2003; Kashima *et al*, 2001)
- a Ponte Humen, na China, uma ponte suspensa com mais de 1,5 km de vão onde foram instalados 12 receptores de GPS para a medição dos deslocamentos induzidos pela temperatura, pelo tráfego e pelos furacões, com níveis de precisão de 5 mm e 10 mm para os deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente (Xu *et al*, 2001);
- as pontes de Hong Kong onde foi instalado um sistema com 2 estações de referência e 27 receptores distribuídos pela Ponte Tsing Ma (Figura 2.30), ponte suspensa com 1377 m de vão e pelas pontes Kap Shui Mun e Ting Kau, atirantadas com um comprimento total de 820 m e 1177 m, respectivamente (Wong, 2004).



(a) Receptor no cabo de suspensão e receptor no tabuleiro sobre um suporte de betão



(b) Receptor instalado no topo da torre

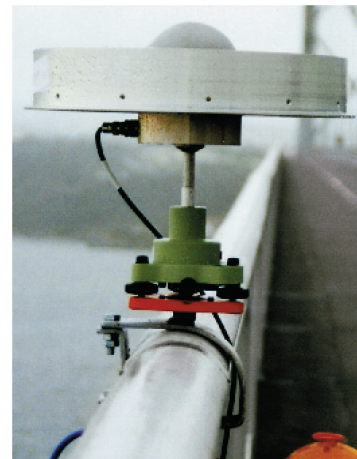
Figura 2.30 – Receptores de GPS-RTK da Ponte Tsing Ma em Hong-Kong (Wong *et al*, 2001)

Existem também alguns trabalhos publicados relatando o uso de sistemas GPS em ensaios de curta duração, como é o caso do apresentado por Roberts *et al* (2006) sobre os

ensaios realizados na Ponte Forth Road na Escócia, uma ponte suspensa com um comprimento total de 2,5 km e com um vão central aproximadamente 1 km, onde se atingiram níveis de precisão da ordem dos milímetros. Nestes ensaios foram utilizados dois receptores de referência (Figura 2.31-a) e antenas com anéis de choque (Figura 2.31-b) que impedem a chegada das trajectórias indirectas dos sinais GPS originadas pela refacção ou reflexão das ondas em obstáculos.



(a) Receptores de referência instalados junto à ponte



(b) Antena com anéis de choque

Figura 2.31 – Ensaio utilizando sistemas GPS na Ponte Forth Road na Escócia (Roberts *et al*, 2006)

Como já foi referido, os sinais emitidos pelos satélites nem sempre chegam nas melhores condições aos receptores podendo ser bloqueados ou desviados por obstáculos que se encontram na sua trajectória, essencialmente se forem estruturas localizadas em ambiente urbano. O número e a configuração geométrica dos satélites visíveis depende do local onde está a ser efectuada a medição e nem sempre é a melhor para assegurar uma boa precisão das medições, durante todo o período de observação.

Uma das soluções adoptadas para contornar estas deficiências da rede de satélites, consiste na utilização de pseudo-satélites, PL, que são transmissores de sinais de GPS, instalados em terra. A vantagem dos PL é a optimização da sua localização, melhorando a constelação de satélites. Utilizando quatro, ou mais, PLs é possível determinar a posição de um ponto sem a necessidade de satélites.

Já foram efectuados alguns testes para comprovar a eficiência dos pseudo-satélites na monitorização da deformação de pontes. Na ponte pedonal da baía de Parsley na Austrália (Figura 2.32), apenas com a utilização de 2 PL em complemento da rede de

satélite disponível, foi possível melhorar a precisão das medições especialmente da componente vertical cujo desvio padrão passou de 13,1 mm para 5,4 mm ficando na ordem de grandeza das componentes no plano horizontal (Barnes *et al* , 2003a e 2003b). No Reino Unido, testes realizados na Ponte Wilford, ponte pedonal suspensa sobre o rio Trent em Nottingham, onde foram usados 3 PL (Figura 2.33) conduziram a melhoramentos na precisão da altitude e da longitude da ordem dos 40% (Dodson *et al*, 2003).



Figura 2.32 – Ensaios na Ponte da baía de Parsley, Austrália (Roberts *et al*, 2004)



Figura 2.33 – Pseudo-Satélites usados nos ensaios da Ponte Wilford em Nottingham (Barnes *et al*, 2003a)

A principal vantagem da utilização dos sistemas baseados em satélites na monitorização de deslocamentos é a de permitir, através de um sistema de fácil instalação, a monitorização tridimensional da estrutura de uma forma contínua.

A implementação do novo sistema de navegação por satélite GALILEO que possuirá, quando estiver concluído, um conjunto de 30 satélites e uma extensa rede de estações e de antenas em terra, irá contribuir para uma melhoria significativa no posicionamento por satélite. Equipamentos receptores que permitam a interoperabilidade com os diferentes sistemas, nomeadamente o GPS e o GALILEO, vão assegurar uma melhor exactidão e disponibilidade aos utilizadores (Monteiro, 2006). Desta forma, prevê-se que, num futuro próximo, a precisão dos sensores atinja níveis até agora só conseguidos com equipamentos tradicionais, o que irá tornar este processo de medição de deslocamentos num método ainda mais atractivo de monitorização de estruturas.

2.4.16. Sensores baseados em fibras ópticas

Nos últimos anos os sensores com suporte em técnicas ópticas tiveram um grande desenvolvimento como resultado de uma investigação intensiva que alargou a gama de sensores às mais diversas aplicações originando uma maior oferta dos seus componentes com preços cada vez mais acessíveis tornando-os competitivos com os sensores tradicionais.

As fibras ópticas são usadas na fabricação de sensores para a medição das mais distintas grandezas físicas, químicas e até mesmo biológicas, mas também como meio de transmissão do sinal detectado até ao sistema de aquisição e processamento.

As principais vantagens dos sensores de fibra óptica são a passividade eléctrica, o baixo consumo de corrente, a imunidade às interferências electromagnéticas, a tolerância de temperaturas elevadas, a possibilidade da utilização em ambientes corrosivos e com alto teor de humidade, as dimensões e pesos reduzidos, a grande largura de banda, a elevada sensibilidade, a longa distância de transmissão e a possibilidade de multiplexação dos sinais para implementar redes de sensores (Ribeiro, 1998; Moszkowics, 2002; Fib, 2003; Measures, 2001).

No entanto, as fibras ópticas também possuem algumas desvantagens como a sua fragilidade e a dificuldade de realizar conexões e junções com baixo nível de perdas. Com o encapsulamento das fibras é possível reduzir-se o risco de quebra, que é bastante elevado

quando as fibras são dobradas, mas esta protecção vai ser responsável por um aumento de custo.

As fibras são constituídas, no mínimo, por duas camadas: o núcleo, que normalmente é composto por sílica e é responsável pela transmissão da luz, e o revestimento, que permite a progressão da luz porque apresenta um índice de refração inferior ao do núcleo (Figura 2.34).

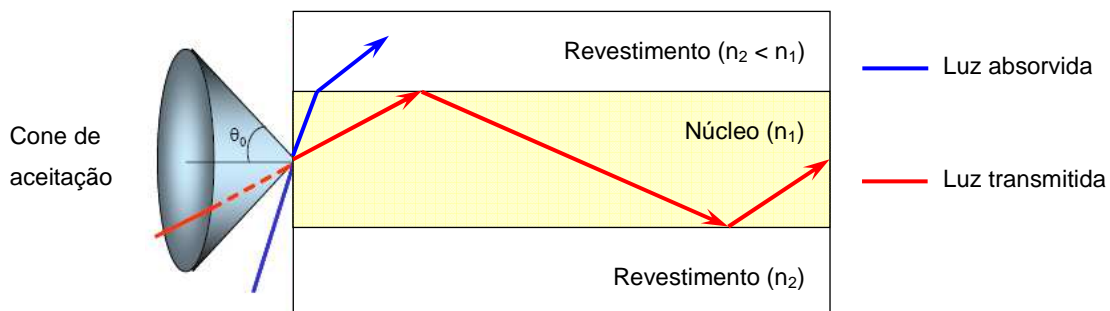


Figura 2.34 – Princípio de funcionamento das fibras ópticas (Adaptado de Borges *et al*, 2004)

Para que a luz emitida permaneça confinada ao núcleo é necessário que o seu ângulo de incidência seja igual ou inferior ao ângulo máximo do cone de aceitação da luz, θ_0 , definido na equação (2.6) em função da abertura numérica, NA.

$$\theta_0 = \text{sen}^{-1}(\text{NA}) \quad \text{com, } \text{NA} = \sqrt{n_1^2 - n_2^2} \quad (2.6)$$

onde, n_1 e n_2 são, respectivamente, os índices de refração do núcleo e do revestimento

Existem dois tipos de fibras ópticas as multimodo e as monomodo. A principal diferença reside na dimensão do núcleo. Nas fibras multimodo, como o núcleo é maior, os raios luminosos propagam-se de diferentes maneiras no seu interior, ou seja com vários modos, ao contrário do que acontece nas fibras monomodo onde, devido às reduzidas dimensões do núcleo, apenas o raio axial transmite a luz (Figura 2.35).

As fibras multimodo foram as primeiras a aparecer e são muito mais fáceis de produzir sendo por isso, naturalmente, mais económicas. No entanto as perdas sofridas pelo sinal transmitido são maiores e a velocidade de transmissão é mais baixa. Dentro das fibras multimodo podem distinguir-se as fibras de índice degrau (Figura 2.35a) e as de índice

gradual (Figura 2.35b) consoante o índice de refração do núcleo é constante ou variável. Estas últimas já exigem uma fabricação mais complexa, mas permitem aumentar a largura de banda da fibra e, conseqüentemente, ampliar a sua capacidade e velocidade de transmissão.

As fibras monomodo apresentam uma largura de banda elevada, com baixas perdas sendo por isso indicadas na transmissão de sinais a grandes distâncias. Como exigem técnicas avançadas de fabricação e são mais difíceis de instalar por necessitarem de conectores especiais, o seu custo é muito superior quando comparadas com as fibras multimodo.

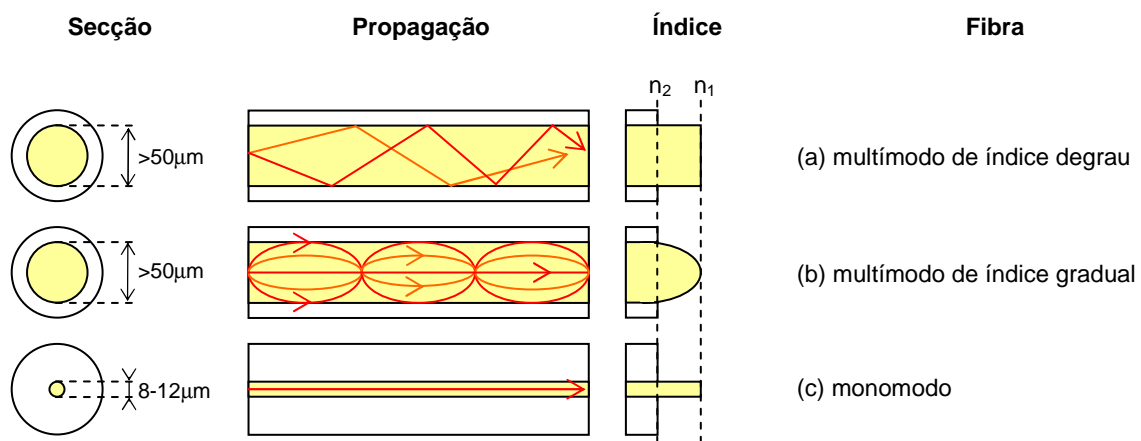


Figura 2.35 – Tipos mais comuns de Fibras Ópticas

No que diz respeito aos sensores em fibra óptica, podemos dividi-los em dois grandes grupos: os extrínsecos onde a fibra é apenas usada para guiar a luz enquanto que o efeito óptico ocorre fora da fibra; e os intrínsecos em que a fibra é simultaneamente a condutora da luz e o elemento sensor dado que o mesurando actua directamente na fibra, alterando as características da radiação (Ribeiro, 1996 e Moszkowics, 2002).

Os sensores podem ainda ser classificados quanto ao seu modo de funcionamento, ou seja, em função do efeito óptico a ser medido, o qual pode ser uma alteração na intensidade, no comprimento de onda, na frequência, na fase ou na polarização da luz. Os mais comuns são os sensores de modelação de intensidade, de fase e de comprimento de onda, para os quais se apresenta uma descrição mais pormenorizada de seguida.

Os sensores de modelação de intensidade constituíram a primeira geração de sensores de fibra óptica (Ribeiro, 1998) e caracterizam-se pela medição da atenuação que um determinado efeito tem na propagação da luz ao longo da fibra.

Como principais vantagens oferecem uma concepção simples, a utilização de fibras multimodo e de fontes emissoras de luz de baixo custo como é o caso dos diodos emissores de luz ou LEDs (*Light-Emitting Diodes*), que os tornam bastante atractivos do ponto de vista económico. No entanto apresentam algumas desvantagens, como é o caso dos erros devidos a flutuações aleatórias na transmissão da luz causadas por variações no emissor óptico, ou perturbações na fibra que afectam directamente a precisão deste tipo de sensores (Ribeiro, 1998 e Fib, 2003). Para aumentar a sua precisão é corrente incorporar mecanismos de referência que servem para calibrar a resposta do sensor, eliminando alguns erros do sinal (Ribeiro, 1996).

Os sensores de modelação de fase são vulgarmente denominados de interferométricos porque medem a variação da fase de um feixe de luz com recurso a um interferómetro (Fib, 2003). O seu princípio básico de funcionamento consiste na divisão da radiação emitida pela fonte óptica obrigando-a a percorrer dois caminhos distintos. Uma das ondas passa através de uma fibra sensora onde está a actuar o mesurando e a outra atravessa uma fibra de referência, protegida da perturbação induzida pela grandeza que se pretende medir. Recombinando os dois sinais é possível medir a diferença de fase entre as ondas e relacioná-la com a grandeza em análise (Ribeiro, 1996).

Na Figura 2.36 apresenta-se a configuração esquemática de dois interferómetros de duas ondas. No interferómetro de Mach-Zehnder (Figura 2.36a) são usados dois acopladores direccionais pelo que o sinal sofre o efeito da perturbação uma única vez. Por outro lado, no interferómetro de Michelson (Figura 2.36b) a recombinação do sinal é feita no mesmo acoplador responsável pela divisão inicial das ondas, implicando que a luz ao ser reflectida pelos espelhos tem de voltar a percorrer o mesmo caminho ficando desta forma duplamente sujeita ao efeito da perturbação (Fib, 2003).

Um outro tipo de interferómetro muito utilizado é o de Fabry-Perót (Figura 2.37) que é um exemplo de um interferómetro de múltiplas ondas. É composto por duas superfícies parcialmente reflectoras que estão separadas por uma cavidade óptica e oferece apenas um único percurso possível para a radiação, mas, devido aos espelhos, a luz atravessa diversas vezes esse mesmo percurso antes de se recombinar. Esta particularidade origina a ampliação do efeito que o mesurando tem na radiação ao ser propagado em cada percurso o que se traduz num aumento da sensibilidade deste tipo de sensores.

Como já foi referido, os sensores modeladores de fase têm sensibilidades superiores aos modeladores de intensidade, mas apresentam maiores custos devido ao preço dos seus componentes, como é o caso das fibras monomodo e das fontes emissoras de luz do tipo diodos laser.

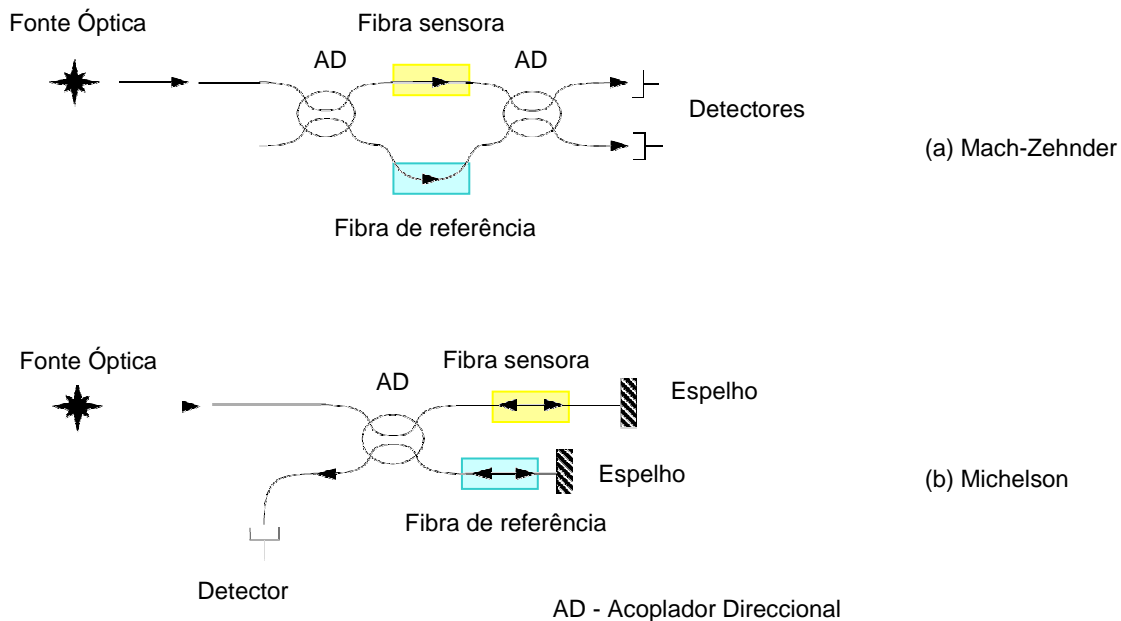


Figura 2.36 – Interferómetros de duas ondas em fibra óptica (Adaptado de Ribeiro, 1996)

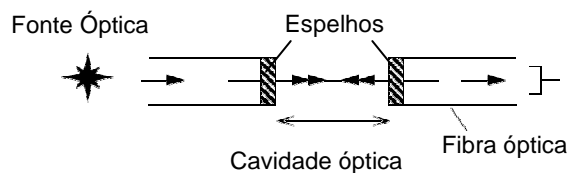


Figura 2.37 – Interferómetros de múltiplas ondas de Fabry-Pérot (Adaptado de Ribeiro, 1996)

Os sensores modeladores de comprimento de onda são vulgarmente conhecidos por sensores de Bragg porque são baseados em Redes de Bragg em fibras ópticas, FBGs (*Fiber Bragg Gratings*). Estas redes caracterizam-se pela modulação periódica do índice de refração da fibra que vai funcionar como um espelho para comprimentos de onda específicos. Um sensor de Bragg não é mais do que um filtro óptico reflexivo com uma

altíssima selectividade espectral (Valente *et al*, 2002 e Nunes, 2004). O comprimento de onda de Bragg, para o qual o espectro de reflexão é máximo, é dado por (2.7).

$$\lambda_B = 2 \cdot n_{\text{eff}} \cdot \Lambda \quad (2.7)$$

onde, n_{eff} é o índice de refração efectivo do modo guiado através da fibra e Λ é o período espacial da modelação do índice da fibra.

Na Figura 2.38 apresenta-se uma representação esquemática de uma Rede de Bragg. Quando a fibra é iluminada por uma fonte de luz de banda larga uma faixa estreita do seu espectro, correspondente ao comprimento de onda de Bragg, é reflectido, sendo a restante luz transmitida ao longo da fibra. Uma deformação mecânica da fibra ou uma alteração do índice de refração devido à temperatura manifesta-se na mudança do comprimento de onda reflectido (Moszkowicz, 2002 e Nunes, 2004).

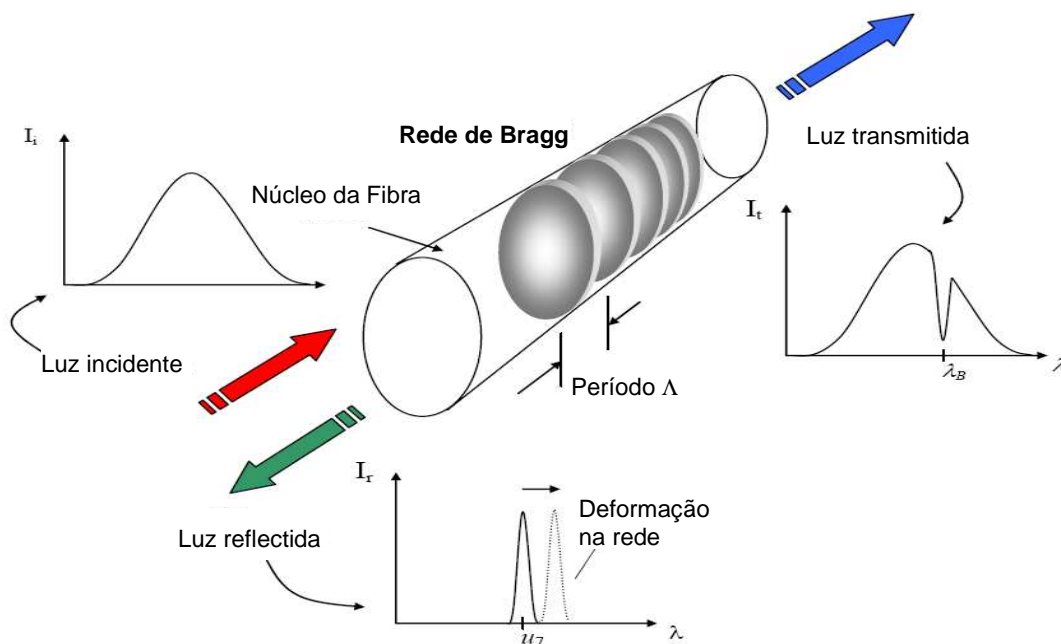


Figura 2.38 – Reflexão e transmissão da rede de Bragg (Adaptado de Nunes, 2004)

Os sensores de redes de Bragg são auto-referenciáveis e como o comprimento de onda é um parâmetro absoluto, não dependendo da intensidade da luz, as perdas que se

possam verificar ao longo do circuito não terão influência na sua sensibilidade (Moszkowicz, 2002).

A principal vantagem dos sensores baseados em redes de Bragg é a sua capacidade de multiplexação que consiste na transmissão simultânea de dois ou mais sinais ao longo de uma fibra comum. Assim, é possível ter vários sensores distribuídos ao longo da fibra para monitorizar um maior número de pontos da estrutura. Como a luz incidente tem uma grande largura de banda, cada sensor fica associado a uma faixa do espectro permitindo desta forma registar alterações em torno de cada comprimento de onda reflectido (Figura 2.39).

O número máximo de sensores que a multiplexação por divisão do comprimento de onda permite está associado à largura de banda da fonte de luz e ao comprimento de onda necessário para cada sensor. Com os equipamentos disponíveis no mercado podem facilmente obter-se dezenas de sensores por fibra, medindo diferentes grandezas, utilizando uma única fonte óptica e um único processador de sinal.

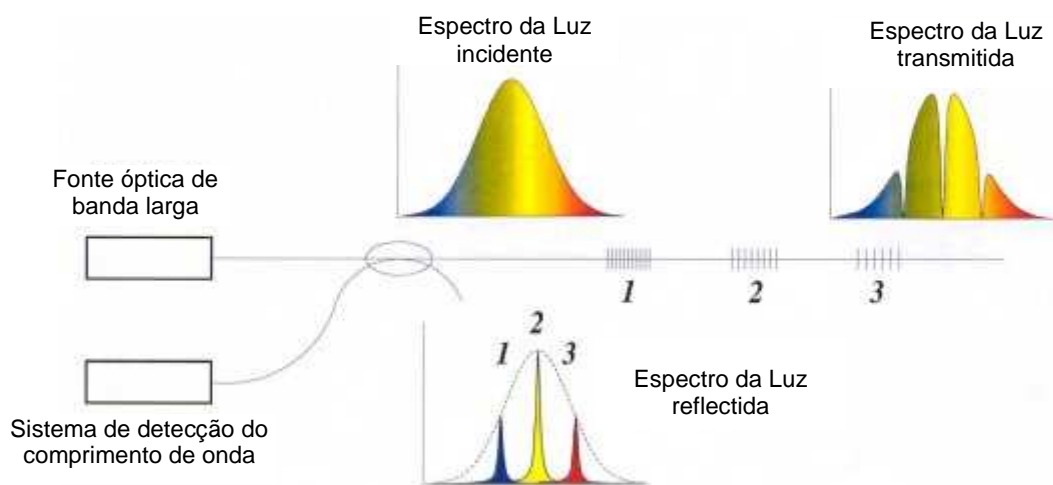


Figura 2.39 – Multiplexagem de sensores de Bragg (Adaptado de TNO, 2006)

Já existem diversas aplicações de sensores baseados em fibra óptica na monitorização de pontes, das quais se refere a utilização de:

- sensores de deslocamentos (Figura 2.40) compostos por dois interferómetros de Michelson, um para efectuar a medição e outro para fazer a sua análise, aplicados na monitorização de deformações na Ponte de Versoix, na Suíça (Inaudi *et al*, 2001)

- sensores interferométricos de Fabry-Pérot (Figura 2.41) integrados em grelhas de Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC), aplicados no reforço da Ponte de Joffre no Quebec, Canadá (Tennyson, 2001);
- sensores de Bragg para medição de extensões e temperaturas na Ponte Tsing Ma, em Hong Kong (Chan *et al*, 2005).



(a) unidade portátil de leitura

(b) sensor instalado na armadura

Figura 2.40 – Sensor de deslocamento de fibra óptica - Sistema SOFO (Inaudi, 2004)



Figura 2.41 – Sensores de Fabry-Perót integrados em PFRC (Tennyson *et al*, 2001)

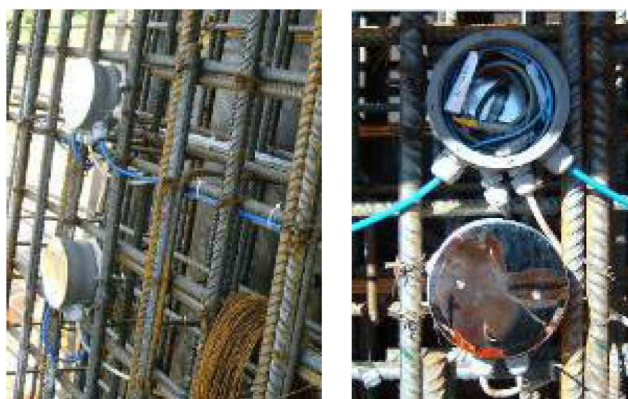
Em Portugal, destaca-se o projecto de investigação SMARTE, financiado pela Agência de Inovação, do qual faz parte a instrumentação da Ponte sobre o rio Sorraia, na auto-estrada A10. Este projecto pretende comparar a eficiência de dois métodos de monitorização de estruturas, um baseado em sensores eléctricos, ditos tradicionais, e outro assente em sensores e cablagem de fibras ópticas. A instrumentação consiste num total de 52 sensores de fibra óptica (Figura 2.42) e o mesmo número de sensores eléctricos, distribuídos ao longo do tabuleiro e dos pilares para a medição da temperatura e da extensão no interior do betão (Matos *et al*, 2005).



(a) sensor de fibra óptica (Matos *et al*, 2005)



(b) colocação do sensor (Matos *et al*, 2005)



(c) caixas de junção (Assis *et al*, 2006)

Figura 2.42 – Sistema de instrumentação, baseado em fibras ópticas, na Ponte sobre o rio Sorraia

2.5. UNIDADES DE AQUISIÇÃO

Os sistemas de aquisição são compostos pelos sensores e pelas unidades de aquisição. Os sensores geram sinais analógicos ou digitais que representam as grandezas físicas que estão a ser monitorizadas enquanto que as unidades de aquisição recolhem os sinais produzidos pelos sensores e fazem o seu condicionamento e conversão.

As unidades de aquisição podem arquivar e analisar, ainda que parcialmente, os sinais adquiridos ou então transmiti-los, sob a forma digital, para um computador onde possam ser guardados, analisados e interpretados de uma forma mais completa.

A ligação entre os sensores e as unidades de aquisição é normalmente efectuada por meio de cabos. Existem alguns problemas associados à utilização de cabos condutores dos quais se destacam:

- a dificuldade na instalação e manuseamento de um grande número de cabos;
- cabos muito longos podem por vezes introduzir erros nas medições;
- durante a construção os cabos podem ser acidentalmente cortados ou, no caso de cabos de fibras ópticas, serem facilmente danificados;
- a proximidade de linhas de alta tensão ou de sinais de rádio podem introduzir ruído de origem electromagnética nos cabos eléctricos.

Como alternativa existem os sistemas sem fios que vêm resolver alguns dos problemas atrás descritos, mas também eles apresentam alguns inconvenientes, como seja o facto de apresentarem custos ainda muito superiores aos das ligações com fios condutores, a transferência de dados ser mais lenta e pela transmissão não ser completamente segura o que poderá originar perda de informação com consequências gravosas no controle da estrutura.

Na escolha de uma unidade de aquisição importa avaliar os objectivos da monitorização de modo a seleccionar um equipamento que seja adequado às necessidades e especificidades da estrutura em observação.

Um dos factores importantes nas unidades de aquisição é a sua alimentação em termos energéticos. Este tipo de equipamentos é normalmente fornecido com baterias internas que asseguram o seu funcionamento durante um determinado período de tempo. No entanto, para observações de longo prazo é necessário assegurar um fornecimento de

energia permanente. Nestes casos, pode recorrer-se a uma linha de fornecimento de energia convencional ou a sistemas energéticos autónomos, expressamente concebidos para satisfazer as exigências do sistema de monitorização, baseados por exemplo em energias renováveis como é o caso da energia solar (Figura 2.43).



(a) Instalação de um painel solar



(b) Painel solar

Figura 2.43 – Sistema de alimentação energética na ponte Nanin na Suíça (Mageba, 2007)

Importa ainda referir que existem certos tipos de sensores que necessitam de uma excitação externa, a qual é normalmente assegurada pela unidade de aquisição. Perante esta situação pode ser exigida uma fonte de energia externa, mesmo no caso de um ensaio de curta duração.

Uma estrutura pode ter um número variado de sensores, os quais podem ter diferentes princípios de funcionamento. Assim, na escolha de uma unidade de aquisição é importante definir o número de canais, analógicos e/ou digitais, necessários e os tipos de condicionamento de sinal disponíveis. Habitualmente as unidades de aquisição são sistemas modulares, o que lhes confere alguma flexibilidade na sua adaptação a cada caso de estudo, possibilitando ainda a introdução de módulos adicionais no decorrer da monitorização caso seja necessário.

A cadência de aquisição é outro dos factores que pode condicionar a escolha de uma unidade de aquisição, devendo o ritmo de amostragem ser adequado ao sinal real de forma a acompanhar a variabilidade da grandeza monitorizada. Se a frequência de amostragem for muito baixa, designadamente inferior a duas vezes a frequência do sinal real, ocorre o fenómeno de sobreposição ou de dobragem (Carvalho *et al*, 1989).

O acompanhamento permanente do comportamento da estrutura é então possível através dos sistemas de aquisição (Figura 2.44) os quais, para além de possibilitarem um registo automático dos sinais provenientes dos diferentes sensores, apresentam ainda inúmeras vantagens como seja a possibilidade de:

- com o mesmo equipamento medir sensores com diferentes princípios de funcionamento;
- realizar leituras quase simultâneas em todos os sensores;
- definir diferentes cadências de medição em função de cada equipamento ou da grandeza que se pretende adquirir;
- transformar os sinais dos sensores em grandezas através da introdução de curvas de calibração;
- definir condições de alarmes e enviar mensagens de aviso;
- implementar uma rede de unidades de aquisição, centralizando a monitorização numa dessas unidades;
- estabelecer ligações remotas ao centro de estudos permitindo a recolha de dados e a alteração e envio de programas.



Figura 2.44 – Datalogger instalado na Ponte Rainha Santa Isabel, em Coimbra

2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pretendeu-se neste capítulo descrever os objectivos da observação de estruturas, bem como descrever algumas das fases que precedem à implementação de um sistema de monitorização, nomeadamente, a modelação do comportamento estrutural, que irá simular o comportamento real da estrutura e que é essencial na definição e interpretação das grandezas observadas; e a elaboração do plano de observação que reúne a informação sobre as secções a instrumentar, os métodos de medição e interpretação. Foi ainda dada especial atenção aos equipamentos, procurando-se referir de um modo sucinto alguns dos aparelhos mais utilizados na monitorização, bem como os seus campos de aplicabilidade, vantagens e inconvenientes.

A crescente inovação tecnológica está associada ao progresso da monitorização de estruturas, principalmente através do aperfeiçoamento dos equipamentos e do desenvolvimento de novas técnicas que permitem melhorar a qualidade dos dados recolhidos. Foi feita uma abordagem dos sistemas baseados em satélites, mais conhecidos como sistemas de GPS, para a medição de deslocamentos, os quais são cada vez mais aplicados na monitorização fruto dos avanços que permitiram o aumento da sua sensibilidade e precisão. Referiram-se ainda os sensores baseados em fibras ópticas que, não sendo uma tecnologia nova, apenas recentemente estão a ser usados na monitorização de estruturas devido à grande difusão desta tecnologia que a tornou competitiva, em termos monetários, em relação aos equipamentos convencionais.

No futuro poderemos pensar em equipamentos baseados na nanotecnologia que nos permitiria incorporar nos materiais construtivos milhares de sensores de dimensões atómicas com capacidades de processamento exponenciais. Com novos produtos aperfeiçoados em função das exigências pretendidas e com custos de produção muito reduzidos ou mesmo inexistentes, poderemos estar perante uma verdadeira revolução na monitorização, onde as estruturas seriam instrumentadas com equipamentos que poderiam ser dotados de inteligência artificial.

**CAPÍTULO 3. SISTEMA INTEGRADO DE
MONITORIZAÇÃO**

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A automatização das diferentes tarefas da monitorização veio introduzir inúmeras vantagens no controlo da segurança das estruturas, possibilitando, nomeadamente:

- a realização de leituras de forma sistemática e permanente, praticamente em simultâneo em toda a estrutura;
- a validação das leituras em tempo real, ao nível da aquisição;
- a análise de variáveis de controlo em permanência e a sua comparação com valores de referência, através da instalação em obra de um computador;
- o envio de sinais de alarme para um centro de controlo remoto quando os valores medidos se afastam dos valores de referência;
- a transferência dos dados para um centro de estudos;
- o envio de instruções e a alteração dos programas de aquisição a partir de um controlo remoto;

A implementação de sistemas automáticos de aquisição e de transmissão veio ainda facilitar uma posterior análise e interpretação da globalidade dos dados medidos, num centro de estudos, através da intervenção de um operador e com a possibilidade da realização de verificações automáticas que ajudam à elaboração de relatórios.

Pretende-se neste capítulo desenvolver uma metodologia que possibilite o aperfeiçoamento dos sistemas de monitorização com a qual seja possível tirar partido dos benefícios originados pela automatização da observação de estruturas a longo prazo.

O sistema integrado de monitorização deverá ser composto por três sistemas parcelares: o sistema automático de aquisição e processamento de dados em tempo real, o sistema automático de transmissão de dados e o sistema semi-automático de processamento de dados, remoto e com intervenção de operador.

3.2. SISTEMA AUTOMÁTICO DE AQUISIÇÃO E PROCESSAMENTO DE DADOS EM TEMPO REAL

3.2.1. Generalidades

A aquisição de dados consiste na recolha de informação sobre um determinado sistema para a sua compreensão, controlo e gestão. Dentro da aquisição de dados podemos distinguir dois ramos: o registo de dados e a aquisição de dados em tempo real. No registo dos dados a informação recolhida é armazenada para ser utilizada posteriormente, enquanto que na aquisição de dados em tempo real os dados adquiridos pelos sensores são usados imediatamente, ou num curto período de tempo, na gestão e controlo do sistema (Datataker, 2005).

O sistema automático de aquisição e processamento de dados em tempo real tem como primeira função a leitura dos sinais dos sensores instalados na estrutura e o seu registo ao nível de cada equipamento de aquisição. Estes equipamentos permitem a leitura quase simultânea de diversos tipos de sensores, com cadências de aquisição independentes possibilitando a optimização das leituras em função da variabilidade das grandezas. Os sinais dos sensores são transferidos através de fios condutores, de fibras ópticas ou de ligações sem fios aos equipamentos de aquisição que os condicionam, amplificam, medem e armazenam. Ao introduzir as curvas de calibração de cada sensor o equipamento regista directamente o valor da mesuranda calculada a partir do sinal de medição.

A crescente inovação tecnológica tem originado uma constante modernização dos equipamentos de aquisição o que tem aumentado a sua capacidade de memória e lhes tem conferido autonomia do ponto de vista energético. Ao mesmo tempo, os equipamentos de aquisição estão a ser dotados de capacidade de processamento o que torna possível a validação automática das leituras efectuadas em simultâneo com a aquisição dos dados, tendo em conta a gama de medição dos diversos aparelhos. Esta validação permite eliminar alguns erros de medição e possibilita a eventual repetição da leitura caso se detectem incorrecções.

Para controlar a segurança da estrutura, tirando partido de todas as capacidades de um sistema automático de aquisição, torna-se necessário instalar em obra um computador para facilitar a verificação contínua e instantânea das grandezas observadas. O computador está ligado ao sistema de aquisição, o qual lhe envia os dados em tempo real, e nele estarão permanentemente a ser analisadas as variáveis de controlo, escolhidas de entre as

grandezas monitorizadas. Será feita uma comparação com os valores esperados para as grandezas em análise, determinados a partir do modelo numérico, e quando se detectarem divergências entre os valores medidos e os valores calculados deverão ser despoletados diferentes níveis de aviso. Será ainda efectuada uma comparação entre as diversas variáveis de controlo examinando a sua interligação ao longo do tempo.

A par da aquisição e arquivo da informação é agora possível estabelecer rotinas, em função do nível de aviso accionado, que vão aumentar a eficiência das actividades de monitorização. O computador que está ligado a um sistema de comunicação remota envia informações sobre uma situação anómala detectada, mas, ao mesmo tempo, tem a capacidade de reprogramar os equipamentos de aquisição de modo a que estes respondam melhor à nova situação apresentada.

3.2.2. Validação de dados

3.2.2.1. Conceitos gerais

Entende-se por validação de dados as tarefas de inspecção de todos os valores observados de modo a verificar se estão completos e dentro dos limites admissíveis possibilitando a eliminação dos valores incorrectos (AWS, 1997).

Os dados devem ser validados imediatamente após a sua aquisição para detectar eventuais anomalias na medição. Torna-se necessário que esta validação seja efectuada automaticamente, pelo próprio sistema de aquisição, permitindo a repetição de leituras, reduzindo assim o risco de perda das mesmas.

Em primeiro lugar será feita uma validação do sinal do sensor que é registado através do sistema de aquisição comparando-o com o campo de medida do equipamento. Só depois será feita uma validação ao nível da grandeza monitorizada que consistirá na comparação dos valores medidos com o intervalo de valores esperados.

A avaliação da fiabilidade do sensor, nomeadamente do seu sinal, é de extrema importância pois permite identificar se os sensores apresentam erros de medição. Se for este o caso, o valor registado não reflecte a resposta da estrutura às acções que nela estão a actuar pelo que é inútil efectuar a sua interpretação.

Os erros de medição de um sensor podem ser divididos, consoante a sua origem, em erros sistemáticos e erros aleatórios.

3.2.2.2. Erros sistemáticos

Os erros sistemáticos estão associados à ausência ou deficiência de calibração de um equipamento, o que origina a repetição de um erro na medição efectuada. A sua redução ou eliminação pode ser feita com recurso à medição dos valores da grandeza em causa através de diferentes métodos, com diferentes equipamentos, de modo a obter uma calibração correcta (Aktan *et al*, 2003).

É assim indispensável uma calibração prévia dos sensores que vão ser utilizados na monitorização e, mesmo que estes venham acompanhados das respectivas curvas de calibração fornecidas pelo fabricante, é conveniente realizar ensaios em laboratório para obter as curvas reais de calibração dos respectivos aparelhos.

O controlo dos erros sistemáticos pode também ser realizado, no decorrer da observação, através da validação dos valores de uma grandeza por comparação com os valores de outras grandezas correlacionadas, tirando partido da instalação de instrumentação redundante. Podem ainda ser utilizados aparelhos mecânicos, com princípios de funcionamento mais simples, na aferição de equipamentos eléctricos mais complexos.

3.2.2.3. Erros aleatórios

Os erros aleatórios, como o próprio nome indica, devem-se a um conjunto de factores que influenciam a medição de uma forma imprevisível. É impossível prever o momento em que estes erros vão ocorrer, pelo que se torna difícil eliminá-los, no entanto é possível minimizá-los com recurso a teorias estatísticas (Aktan *et al*, 2003; Felix, 2002).

Os erros aleatórios abrangem as falhas no fornecimento de energia tanto aos sensores (quando necessitam de alimentação exterior) como ao equipamento de aquisição, as deficiências na ligação entre os sensores e o *datalogger*, bem como os problemas inerentes aos próprios equipamentos.

Como já foi referido anteriormente os erros aleatórios podem ser minimizados através de operações estatísticas, desde que se obtenha um número significativo de valores. Ao realizar um conjunto de medições num determinado instante é conveniente analisar a sua variabilidade, num curto intervalo de tempo, tendo em conta que se tratam de respostas da estrutura para a mesma acção.

3.2.2.4. Etapas da validação de dados

A validação tem início na análise dos valores registados de modo a verificar se esses valores estão dentro do campo de medida do aparelho. O registo de uma velocidade negativa ou de uma temperatura que esteja para além das capacidades do equipamento representa uma falha de medição. Desta forma, para cada sensor, define-se um limite máximo e um mínimo que correspondem ao seu campo de medida pelo que, quando estes limites são ultrapassados, a leitura é considerada impossível, não devendo, por isso, ser utilizada em posteriores análises.

Suprimidas estas leituras inicia-se a detecção e eliminação dos valores que divergem da generalidade dos dados observados. Estes valores são vulgarmente denominados em estatística de *outliers* ou valores anómalos, extremos ou isolados, e o seu aparecimento pode, para além de mascarar a resposta real da estrutura, accionar um alarme indevidamente.

Finalmente, os dados validados serão obtidos a partir dos valores da amostra após a remoção dos elementos identificados como valores isolados.

3.2.3. Identificação de valores isolados

3.2.3.1. Conceitos gerais

Na bibliografia encontram-se várias definições para o termo *outliers*, das quais se destaca a apresentada por Barnett e Lewis (1998), que considera um valor isolado como sendo um valor que sobressai em relação a um conjunto de observações, normalmente por se tratar de um valor extremo. Tal como as definições, existem inúmeros métodos estatísticos para detecção de valores isolados. A escolha do método apropriado para aplicar ao caso em estudo vai depender dos seguintes factores (Zhang *et al*, 2004):

- tipo de distribuição dos dados (normal, exponencial);
- conhecimento dos parâmetros da distribuição (média, variância);
- número esperado de valores isolados;
- tipo de valores isolados esperado (máximos, mínimos).

Para classificar um valor como sendo um valor isolado, a maioria dos métodos disponíveis analisa os valores da amostra, determinando em primeiro lugar a separação existente entre o valor em causa e os restantes, seguindo-se uma uniformização que consiste na divisão por um parâmetro do espaçamento dos valores da amostra.

O *breakdown point* mede a resistência de um método à presença de *outliers* e é definido como a menor fracção de dados contaminados que podem originar a introdução de erros num estimador (Hampel, 2001; Liu *et al*, 2004). De um modo geral, quanto maior for o *breakdown point* mais robusto será o método.

3.2.3.2. Método z-score

O método z-score, para identificar a presença de valores extremos, utiliza dois dos mais importantes indicadores estatísticos de uma amostra, a média, \bar{x} , e a variância, σ^2 , os quais são os parâmetros vulgarmente usados para definir a localização do centro da distribuição e a dispersão, respectivamente. Este método é baseado no teorema de Chebyshev e na regra empírica, explicados em seguida.

O teorema de Chebyshev (Zhang, 2004) diz que pelo menos $(1 - 1/k^2)$ dos dados de uma distribuição devem estar a uma distância inferior a k desvios padrão da média, sendo k qualquer valor superior a 1. Ou seja, no caso de $k=2$ ou $k=3$ pelo menos 75% ou 89% dos dados encontram-se no intervalo $[\bar{x} - 2\sigma, \bar{x} + 2\sigma]$ ou $[\bar{x} - 3\sigma, \bar{x} + 3\sigma]$, respectivamente.

Por outro lado, e segundo a regra empírica, temos que numa distribuição normal, aproximadamente 95% dos dados encontram-se à distância de 2 desvios padrões da média, enquanto que quase todos os dados, 99.7%, se encontram à distância de 3 desvios padrões da média.

O teste z-score classifica um valor como um *outlier* se o valor de uniformização, Z_i , definido em (3.1), for superior a um determinado valor crítico $z(n,\alpha)$ o qual depende do número de elementos da amostra (n) e do intervalo de confiança escolhido (Tabela 3.1).

$$Z_i = \frac{|x_i - \bar{x}|}{\sigma} \quad (3.1)$$

onde, x_i são os valores da amostra enquanto que \bar{x} e σ são, respectivamente, a média e o desvio padrão.

Este método fornece bons resultados quando aplicado a amostras com média e variância conhecidas. No entanto, se estes parâmetros forem determinados apenas com os valores provenientes da amostra em análise poderão vir afectados pela presença dos valores isolados que se pretende detectar.

Tabela 3.1 – Valor crítico $z(n,\alpha)$ para os intervalos de confiança de 95% e 99% (Little e Rubin, 1987)

Intervalo de Confiança de 95%		Intervalo de Confiança de 99%	
N	$z(N,\alpha)$	N	$z(N,\alpha)$
3	1.153	20	2.557
4	1.463	25	2.663
5	1.672	30	2.745
6	1.822	40	2.881
7	1.938	50	2.866
8	2.032	60	2.956
9	2.110	70	3.025
10	2.176	80	3.082
12	2.285	90	3.130
15	2.409	100	3.171

Para que um método de detecção seja eficaz, não pode ser influenciado pelos valores extremos da amostra. Deste modo, e através da interpretação das amostras representadas na Figura 3.1, pode-se observar que a média é fortemente afectada pela presença dos valores extremos (a); mesmo na presença de uma distribuição simétrica de valores extremos o desvio padrão é afectado pelos *outliers* (b); a presença de pares de valores extremos que se encobrem entre eles dificulta a sua identificação (c).

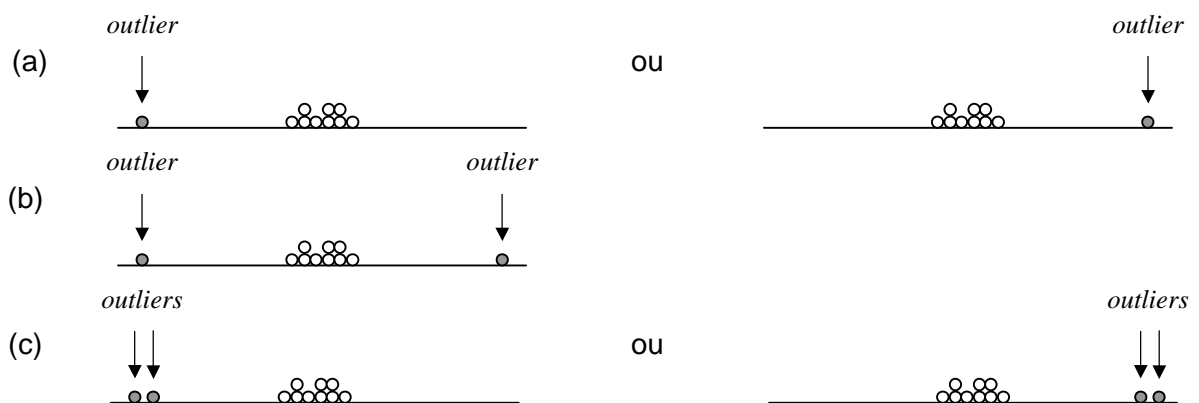


Figura 3.1 – Contaminação da amostra pelos valores extremos (Burke, 2001)

Em suma, a média e o desvio padrão têm ambos um *breakdown point* de zero, pelo que a presença de uma observação muito afastada das restantes influencia muito o valor de Z_i , o que torna o teste z-score num método pouco robusto.

3.2.3.3. Método z-score modificado

Hampel, em 1974, sugeriu a substituição dos parâmetros utilizados no teste z-score de modo a torná-lo mais robusto, logo, mais resistente à presença de valores extremos.

O método z-score modificado utiliza o indicador definido em (3.2) para reconhecer a presença de *outliers*, também denominado de identificador de Hampel.

$$Z_i^* = \frac{|x_i - \tilde{x}|}{MAD_n(x_i)} \quad (3.2)$$

com,

$$\tilde{x} = \begin{cases} x_{\frac{n+1}{2}:n} & \text{se } n \text{ ímpar} \\ \frac{1}{2} \left(x_{\frac{n}{2}:n} + x_{\frac{n}{2}+1:n} \right) & \text{se } n \text{ par} \end{cases} \quad (3.3)$$

$$MAD_n = b \text{ mediana}(|x_i - \tilde{x}|) \quad (3.4)$$

Assim, para determinar a localização do centro da distribuição dos dados, a média é substituída pela mediana, \tilde{x} , que tem um *breakdown point* de 50% e que é definida como o valor que divide os elementos ordenados em ordem de grandeza de uma amostra ($x_i:n$), em dois subconjuntos com o mesmo número de elementos. A mediana pode ou não pertencer à amostra consoante o número de elementos n que constitui a amostra. Se n for ímpar a mediana é o valor do ponto central enquanto que, para n par a mediana é dada pela média aritmética dos dois valores centrais (3.3).

Para medir a dispersão de uma amostra, o desvio padrão é substituído pela mediana dos desvios absolutos em torno da mediana (MAD), também ela com um *breakdown point* de 50% definida em (3.4).

A constante b é utilizada para normalizar a MAD de modo obter uma medida da dispersão da amostra que possa ser comparável com o desvio padrão, tornando assim o seu valor esperado igual ao desvio padrão da distribuição.

Para distribuições normais $b=1.4826$ dado que o valor esperado da MAD é $0.6745 \cdot \sigma$ (Rousseeuw e Croux 1993; Pearson, 2001; Chiang *et al*, 2003).

Com a normalização da MAD de modo a poder comparar esta medida o desvio padrão, o valor crítico (apresentado na Tabela 3.1), a partir do qual um valor é considerado *outlier*, do método z-score modificado é o mesmo do método z-score. Um valor da amostra é assim considerado valor extremo ou isolado se:

$$Z_i^* > z(N, \alpha) \quad (3.5)$$

A MAD, como já foi referido anteriormente, apresenta um *breakdown point* de 50% o que a torna uma das medidas mais robustas para estimar a escala de uma distribuição. No entanto a MAD tem uma visão simétrica da distribuição, porque primeiramente estima o valor central (a mediana) e depois avalia, com igual importância, os desvios positivos e negativos em torno desse valor central.

No caso de distribuições assimétricas, originadas por exemplo pela contaminação da amostra apenas por valores extremos máximos ou mínimos como esquematizado na Figura 3.1 (a) e (c), são sugeridos por (Rousseeuw e Croux, 1993) dois estimadores alternativos à MAD, são eles o S e o Q, definidos em (3.6) e (3.7), respectivamente, que são adequados tanto para distribuições simétricas como para distribuições assimétricas.

$$S_n = c \text{ mediana}_i \left(\text{mediana}_j |x_i - x_j| \right) \quad (3.6)$$

Para o cálculo de S_n , determina-se para cada i a mediana de $\{|x_i - x_j|; j = 1, \dots, n\}$. Com isto obtêm-se n termos cuja mediana, multiplicada pelo factor de normalização, $c=1.1926$, o qual permite a comparação com o desvio padrão da amostra, corresponde ao estimador S_n .

$$Q_n = d \left\{ |x_i - x_j|; i < j \right\}_{(k)}, \text{ com } k = h(h-1)/2 \quad (3.7)$$

Na determinação de Q_n calcula-se o módulo das diferenças entre os pares de valores consecutivos para $i < j$. Estas diferenças são colocadas por ordem crescente e selecciona-se o termo de ordem k , onde $h = [n/2]+1$ com $[]$ a simbolizar a parte inteira do número.

Por último multiplica-se esse valor pela constante $d=2.2219$, que adimensionaliza este estimador em relação à distribuição.

Quando os estimadores como a MAD_n , S_n e Q_n são aplicados a amostras pequenas, torna-se necessário aplicar factores correctivos para garantir a uniformização destas medidas de dispersão (Rousseeuw e Verboven, 2002). Os factores correctivos para amostras de pequena dimensão (b_n , c_n e d_n) encontram-se representados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Factor de correcção em função da dimensão da amostra (Croux e Rousseeuw, 1992)

$n \leq 9$	2	3	4	5	6	7	8	9
b_n	1.196	1.495	1.363	1.206	1.200	1.140	1.129	1.107
c_n	0.743	1.851	0.954	1.351	0.993	1.198	1.005	1.131
d_n	0.399	0.994	0.512	0.844	0.611	0.857	0.669	0.872

$n > 9$	n impar	n par
b_n	$b_n = n/(n-0.8)$	$b_n = n/(n-0.8)$
c_n	$c_n = n/(n-0.9)$	$c_n = 1$
d_n	$d_n = n/(n+1.4)$	$d_n = n/(n+3.8)$

Os estimadores foram redefinidos de forma a incluir o factor correctivo e encontram-se indicados de seguida nas equações (3.8) a (3.10).

$$MAD_n = b_n 1.4826 \text{ mediana}(|x_i - \bar{x}|) \quad (3.8)$$

$$S_n = c_n 1.1926 \text{ mediana}_i(\text{mediana}_j|x_i - x_j|) \quad (3.9)$$

$$Q_n = d_n 2.2219 \left\{ |x_i - x_j|; i < j \right\}_{(k)} \quad (3.10)$$

3.2.4. Avaliação dos métodos de identificação dos valores isolados

3.2.4.1. Exemplo de aplicação

Para avaliar a eficácia dos diferentes métodos de identificação de valores isolados, teste z-score (média e desvio padrão) e teste z-score modificado (mediana e MAD_n ou S_n ou Q_n), foram geradas aleatoriamente 10000 amostras, X , de uma distribuição normal com média nula e desvio padrão unitário, compostas por 10 elementos.

A partir das amostras geradas foram definidas amostras do tipo A, B e C, de acordo com os casos representados na Figura 3.1, através da variação dos valores de alguns dos elementos da amostra de modo a introduzir *outliers*, conforme indicado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Amostras contaminadas com valores anómalos

Amostra	% outliers	Elementos da amostra									
X	0%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9	x_{10}
A₁	10%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9	10
A₂	10%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9	100
B₁	20%	-10	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9	10
B₂	40%	-10	-9	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	9	10
B₃	60%	-10	-9	-8	x_4	x_5	x_6	x_7	8	9	10
B₄	20%	-100	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9	100
B₅	40%	-100	-90	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	90	100
B₆	60%	-100	-90	-80	x_4	x_5	x_6	x_7	80	90	100
C₁	20%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	9	10
C₂	30%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	8	9	10
C₃	40%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	7	8	9	10
C₄	50%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	6	7	8	9	10
C₅	20%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	90	100
C₆	30%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	80	90	100
C₇	40%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	70	80	90	100
C₈	50%	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	60	70	80	90	100

De modo a ilustrar o procedimento adoptado, apresenta-se de seguida o cálculo detalhado aplicado a uma das amostras geradas:

$$X = \{-1.732; -1.002; -0.820; -0.523; 0.058; 0.189; 0.303; 0.473; 1.407; 1.648\}.$$

Primeiramente determinaram-se os parâmetros das amostras os quais se apresentam na Tabela 3.4. Em seguida, os dois métodos, z-score e z-score modificado, foram aplicados de modo a tentar identificar a presença dos valores extremos introduzidos nas diferentes amostras.

Tabela 3.4 – Parâmetros da amostra

Amostra	\bar{X}	\tilde{X}	σ	MAD_n	S_n	Q_n
X	0.000	0.124	1.054	1.281	1.151	1.414
A ₁	0.835	0.124	3.338	1.281	1.089	1.468
A ₂	9.835	0.124	31.693	1.281	1.089	1.468
B ₁	0.009	0.124	4.764	1.281	1.089	1.604
B ₂	-0.032	0.124	6.353	1.281	1.264	1.625
B ₃	0.003	0.124	7.382	12.892	6.247	12.576
B ₄	0.009	0.124	47.145	1.281	1.089	1.604
B ₅	-0.032	0.124	63.422	1.281	1.264	2.082
B ₆	0.003	0.124	73.787	128.922	65.281	128.501
C ₁	1.595	0.124	4.228	1.281	1.094	1.468
C ₂	2.347	0.124	4.655	1.667	1.145	1.625
C ₃	3.017	0.124	4.807	2.402	1.145	1.918
C ₄	3.598	3.029	4.778	6.448	3.597	3.220
C ₅	18.695	0.124	40.291	1.281	1.094	1.468
C ₆	26.647	0.124	43.975	1.667	1.145	1.808
C ₇	33.617	0.124	44.850	2.402	1.145	3.093
C ₈	39.598	30.029	43.875	50.595	30.430	32.201

Na Tabela 3.5 e na Tabela 3.6 encontram-se a **negrito** os elementos identificados como valores extremos, ou seja aqueles que apresentam Z_i ou Z_i^* superior ao valor crítico $z(n,\alpha)=2.410$, definido para uma amostra de 10 elementos e para um intervalo de confiança de 99%.

Tabela 3.5 – Aplicação do método z-score para identificação de valores extremos

Amostra	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}
X	1.643	0.951	0.778	0.496	0.055	0.179	0.287	0.449	1.335	1.563
A ₁	0.769	0.550	0.496	0.407	0.233	0.194	0.159	0.109	0.171	2.745
A ₂	0.365	0.342	0.336	0.327	0.309	0.304	0.301	0.295	0.266	2.845
B ₁	2.101	0.212	0.174	0.112	0.010	0.038	0.062	0.097	0.294	2.097
B ₂	1.569	1.412	0.124	0.077	0.014	0.035	0.053	0.079	1.422	1.579
B ₃	1.355	1.220	1.084	0.071	0.007	0.025	0.041	1.083	1.219	1.354
B ₄	2.121	0.021	0.018	0.011	0.001	0.004	0.006	0.010	0.030	2.121
B ₅	1.576	1.419	0.012	0.008	0.001	0.003	0.005	0.008	1.420	1.577
B ₆	1.355	1.220	1.084	0.007	0.001	0.003	0.004	1.084	1.220	1.355
C ₁	0.787	0.614	0.571	0.501	0.363	0.332	0.305	0.265	1.752	1.988
C ₂	0.876	0.720	0.680	0.617	0.492	0.464	0.439	1.214	1.429	1.644
C ₃	0.988	0.836	0.798	0.736	0.616	0.588	0.829	1.037	1.245	1.453
C ₄	1.115	0.963	0.925	0.862	0.741	0.503	0.712	0.921	1.131	1.340
C ₅	0.507	0.489	0.484	0.477	0.463	0.459	0.456	0.452	1.770	2.018
C ₆	0.645	0.629	0.625	0.618	0.605	0.602	0.599	1.213	1.441	1.668
C ₇	0.788	0.772	0.768	0.761	0.748	0.745	0.811	1.034	1.257	1.480
C ₈	0.942	0.925	0.921	0.914	0.901	0.465	0.693	0.921	1.149	1.377

Tabela 3.6 – Aplicação do método z-score modificado para identificação de valores extremos

Amostra	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	X ₇	X ₈	X ₉	X ₁₀	
(Mediana e MADn)	X	1.448	0.879	0.736	0.505	0.051	0.051	0.140	0.273	1.002	1.190
	A ₁	1.448	0.879	0.736	0.505	0.051	0.051	0.140	0.273	1.002	7.709
	A ₂	1.448	0.879	0.736	0.505	0.051	0.051	0.140	0.273	1.002	77.958
	B ₁	7.902	0.879	0.736	0.505	0.051	0.051	0.140	0.273	1.002	7.709
	B ₂	7.902	7.121	0.736	0.505	0.051	0.051	0.140	0.273	6.928	7.709
	B ₃	0.785	0.708	0.630	0.050	0.005	0.005	0.014	0.611	0.689	0.766
	B ₄	78.151	0.879	0.736	0.505	0.051	0.051	0.140	0.273	1.002	77.958
	B ₅	78.151	70.345	0.736	0.505	0.051	0.051	0.140	0.273	70.152	77.958
	B ₆	0.777	0.699	0.621	0.005	0.001	0.001	0.001	0.620	0.697	0.775
	C ₁	1.448	0.879	0.736	0.505	0.051	0.051	0.140	0.273	6.928	7.709
	C ₂	1.113	0.675	0.566	0.388	0.039	0.039	0.108	4.725	5.324	5.924
	C ₃	0.772	0.469	0.393	0.269	0.027	0.027	2.863	3.279	3.696	4.112
	C ₄	0.738	0.625	0.597	0.551	0.461	0.461	0.616	0.771	0.926	1.081
	C ₅	1.448	0.879	0.736	0.505	0.051	0.051	0.140	0.273	70.152	77.958
	C ₆	1.113	0.675	0.566	0.388	0.039	0.039	0.108	47.913	53.911	59.910
	C ₇	0.772	0.469	0.393	0.269	0.027	0.027	29.091	33.255	37.418	41.581
C ₈	0.628	0.613	0.610	0.604	0.592	0.592	0.790	0.988	1.185	1.383	
(Mediana e Sn)	X	1.612	0.978	0.820	0.562	0.057	0.057	0.156	0.304	1.115	1.325
	A ₁	1.705	1.034	0.867	0.594	0.060	0.060	0.165	0.321	1.179	9.073
	A ₂	1.705	1.034	0.867	0.594	0.060	0.060	0.165	0.321	1.179	91.752
	B ₁	9.300	1.034	0.867	0.594	0.060	0.060	0.165	0.321	1.179	9.073
	B ₂	8.012	7.220	0.747	0.512	0.052	0.052	0.142	0.277	7.025	7.816
	B ₃	1.620	1.460	1.300	0.103	0.010	0.010	0.029	1.261	1.421	1.581
	B ₄	91.979	1.034	0.867	0.594	0.060	0.060	0.165	0.321	1.179	91.752
	B ₅	79.239	71.325	0.747	0.512	0.052	0.052	0.142	0.277	71.130	79.044
	B ₆	1.534	1.381	1.227	0.010	0.001	0.001	0.003	1.224	1.377	1.530
	C ₁	1.696	1.029	0.862	0.591	0.060	0.060	0.164	0.319	8.112	9.026
	C ₂	1.620	0.983	0.824	0.564	0.057	0.057	0.157	6.876	7.749	8.622
	C ₃	1.620	0.983	0.824	0.564	0.057	0.057	6.003	6.876	7.749	8.622
	C ₄	1.324	1.121	1.070	0.988	0.826	0.826	1.104	1.382	1.660	1.938
	C ₅	1.696	1.029	0.862	0.591	0.060	0.060	0.164	0.319	82.138	91.277
	C ₆	1.620	0.983	0.824	0.564	0.057	0.057	0.157	69.731	78.461	87.191
	C ₇	1.620	0.983	0.824	0.564	0.057	0.057	61.001	69.731	78.461	87.191
C ₈	1.044	1.020	1.014	1.004	0.985	0.985	1.314	1.642	1.971	2.299	
(Mediana e Qn)	X	1.313	0.796	0.667	0.457	0.046	0.046	0.127	0.247	0.908	1.078
	A ₁	1.264	0.766	0.643	0.440	0.045	0.045	0.122	0.238	0.874	6.726
	A ₂	1.264	0.766	0.643	0.440	0.045	0.045	0.122	0.238	0.874	68.018
	B ₁	6.313	0.702	0.588	0.403	0.041	0.041	0.112	0.218	0.800	6.159
	B ₂	6.232	5.616	0.581	0.398	0.040	0.040	0.110	0.215	5.464	6.079
	B ₃	0.805	0.725	0.646	0.051	0.005	0.005	0.014	0.626	0.706	0.785
	B ₄	62.435	0.702	0.588	0.403	0.041	0.041	0.112	0.218	0.800	62.281
	B ₅	48.094	43.291	0.453	0.311	0.031	0.031	0.086	0.168	43.172	47.975
	B ₆	0.779	0.701	0.624	0.005	0.001	0.001	0.001	0.622	0.699	0.777
	C ₁	1.264	0.766	0.643	0.440	0.045	0.045	0.122	0.238	6.045	6.726
	C ₂	1.142	0.693	0.581	0.398	0.040	0.040	0.110	4.848	5.464	6.079
	C ₃	0.968	0.587	0.492	0.337	0.034	0.034	3.586	4.107	4.629	5.150
	C ₄	1.479	1.252	1.195	1.103	0.923	0.923	1.233	1.544	1.854	2.165
	C ₅	1.264	0.766	0.643	0.440	0.045	0.045	0.122	0.238	61.208	68.018
	C ₆	1.026	0.622	0.522	0.358	0.036	0.036	0.099	44.177	49.707	55.238
	C ₇	0.600	0.364	0.305	0.209	0.021	0.021	22.592	25.825	29.059	32.292
C ₈	0.986	0.964	0.958	0.949	0.931	0.931	1.241	1.552	1.862	2.173	

No exemplo apresentado, constata-se que o método z-score (Tabela 3.5) apenas conseguiu identificar os valores extremos nas amostras do tipo A. Mesmo reduzindo o intervalo de confiança para 95%, o que reduzia o valor crítico para 2,176, não é possível identificar qualquer dos valores extremos das amostras do tipo B e C.

O método z-score modificado (Tabela 3.6) permitiu identificar um grande número de valores extremos, demonstrando ser um método bastante robusto, como já tinha sido referido. A contaminação das amostras B₃, B₆, C₄ e C₈ origina uma contaminação dos estimadores de escala e/ou da mediana, pelo que o método não consegue identificar qualquer valor extremo.

De entre os três estimadores de escala utilizados o parâmetro S_n é o que identifica com maior certeza os elementos anómalos dado que o menor valor de Z_i^{*} calculado, que origina a identificação de um valor anómalo, verifica-se no elemento x₇ para a amostra C₃, é 2,5 vezes superior ao valor crítico considerado.

3.2.4.2. Comparação dos estimadores da amostra

Para analisar a eficácia das medidas de localização e de dispersão foram determinados os diferentes estimadores para a totalidade das amostras geradas e calculados os seus valores médios, os quais se estão representados na Figura 3.2 e na Figura 3.3.

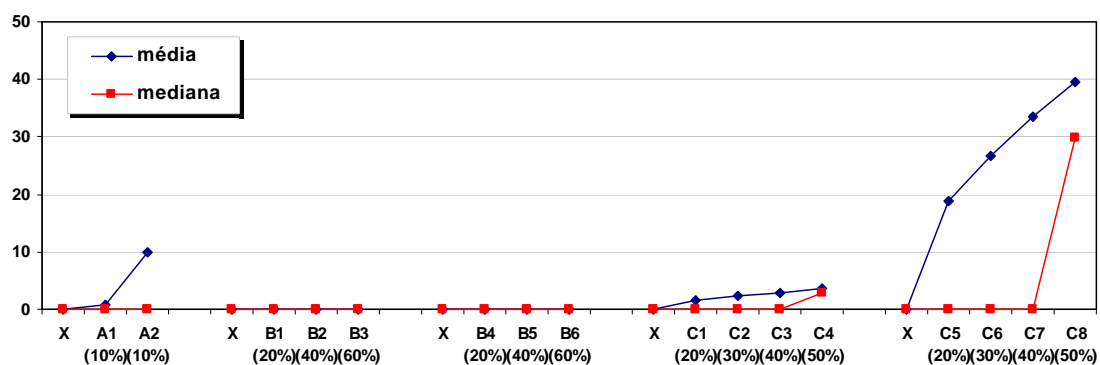


Figura 3.2 – Estimadores de localização (média e mediana)

Da análise da Figura 3.2 pode-se verificar que para amostras assimétricas, como é o caso das amostras tipo A e C, a mediana revelou ser um melhor estimador do que a média, sendo apenas afectada pelos valores anómalos quando estes contaminam pelo menos

metade da amostra. No que diz respeito às amostras simétricas o desempenho das duas medidas é idêntico, não sendo afectadas pelos valores extremos introduzidos.

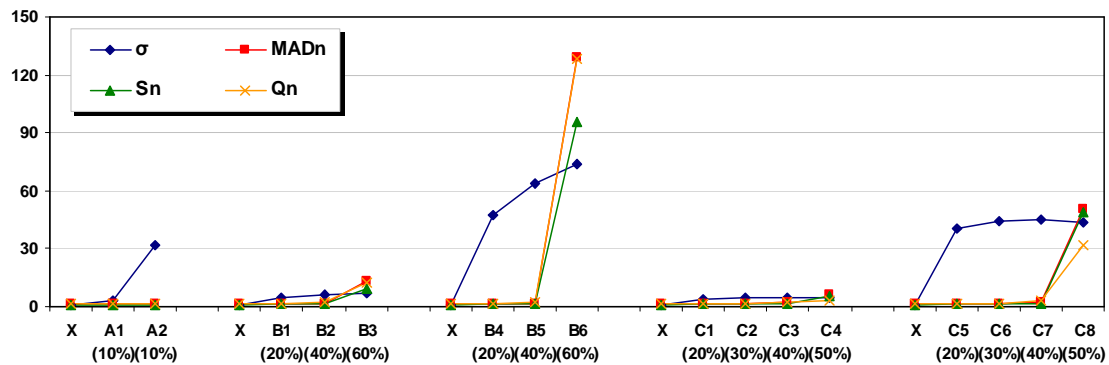


Figura 3.3 – Estimadores de escala (desvio padrão, MAD_n, S_n e Q_n)

Para os estimadores de escala observa-se que o desvio padrão, tal como a média no caso anterior, é bastante afectado pela introdução de valores extremos. De entre os restantes estimadores verifica-se que apresentam robustez idêntica, mantendo-se inalterados no caso de amostras simétricas e assimétricas onde foram introduzidos 40% de *outliers*.

3.2.4.3. Comparação dos métodos de identificação

A metodologia descrita em 3.2.4.1 foi aplicada a todas as amostras geradas por forma a permitir avaliar os métodos de identificação apresentados.

Na Tabela 3.7 encontram-se os resultados da aplicação do método z-score e do método z-score modificado, estando indicado o número médio de valores anómalos detectados em comparação com o número de valores anómalos introduzidos.

Da interpretação da Tabela 3.7 conclui-se que o método z-score apresenta muitas deficiências na identificação de valores extremos dado que apenas permitiu a sua identificação nas amostras do tipo A que contêm apenas um valor anómalo. A média e o desvio padrão, parâmetros utilizados pelo método são, como já foi referido anteriormente, influenciados pela contaminação da amostra pelo que se desaconselha a sua utilização.

Tabela 3.7 – Identificação de valores anómalos

Amostra	Outliers identificados / Outliers introduzidos			
	(\bar{X}, σ)	(\tilde{X}, MAD_n)	(\tilde{X}, S_n)	(\tilde{X}, Q_n)
X	0 / 0	0 / 0	0 / 0	0 / 0
A ₁	1 / 1	1 / 1	1 / 1	1 / 1
A ₂	1 / 1	1 / 1	1 / 1	1 / 1
B ₁	0 / 2	2 / 2	2 / 2	2 / 2
B ₂	0 / 4	4 / 4	4 / 4	4 / 4
B ₃	0 / 6	0 / 6	0 / 6	0 / 6
B ₄	0 / 2	2 / 2	2 / 2	2 / 2
B ₅	0 / 4	4 / 4	4 / 4	4 / 4
B ₆	0 / 6	0 / 6	0 / 6	0 / 6
C ₁	0 / 2	2 / 2	2 / 2	2 / 2
C ₂	0 / 3	3 / 3	3 / 3	3 / 3
C ₃	0 / 4	3.89 / 4	4 / 4	3.99 / 4
C ₄	0 / 5	0 / 5	0 / 5	0 / 5
C ₅	0 / 2	2 / 2	2 / 2	2 / 2
C ₆	0 / 3	3 / 3	3 / 3	3 / 3
C ₇	0 / 4	4 / 4	4 / 4	4 / 4
C ₈	0 / 5	0 / 5	0 / 5	0 / 5

No que diz respeito à utilização da mediana em conjunto com os diversos estimadores de dispersão, conclui-se, mais uma vez que o desempenho do método z-score modificado utilizando qualquer um dos estimadores de escala é idêntico, dado que em todos falharam a identificação dos valores extremos quando as amostras apresentavam uma contaminação igual ou superior a 50%. Em relação ao estimador S_n e no caso da distribuição assimétrica C_3 , foi o único que conseguiu identificar todos os valores que contaminavam a amostra.

Note-se ainda que, em cerca de 65% das amostras analisadas, a utilização do parâmetro S_n é a que origina o maior valor mínimo de Z_i^* , contra apenas 30% e 5% aquando da aplicação dos parâmetros Q_n e MAD_n , respectivamente.

3.2.4.4. Influência da dimensão da amostra

As amostras aqui analisadas eram compostas por 10 elementos. No entanto, e como já foi referido anteriormente, o número de valores da amostra influencia os estimadores originando o aparecimento de factores correctivos.

Os métodos enunciados são válidos para distribuições normais, pelo que ao reduzir-se o número de elementos da amostra pode-se comprometer essa hipótese. Para obter uma estimativa robusta da localização da amostra o número mínimo de valores necessários é 3

enquanto que, uma estimativa robusta da escala só é possível para amostras com $n \geq 4$ (Rousseeuw e Croux, 2002).

A eficiência dos três estimadores de escala apresentados foi testada por Rousseeuw e Croux (1993) em amostras de distribuições normais de média nula e desvio padrão unitário.

Apresenta-se na Tabela 3.8 os resultados desta avaliação os quais demonstram um bom desempenho dos estimadores e onde se constata que o estimador S_n apresenta uma boa aproximação mesmo para amostras de dimensões pequenas $n=10$.

Tabela 3.8 – Valor estimado médio de MAD_n , S_n e Q_n para distribuições normais

n	MAD_n	S_n	Q_n
10	0.911	0.992	1.392
20	0.959	0.999	1.193
40	0.978	0.999	1.093
60	0.987	1.001	1.064
80	0.991	1.002	1.048
100	0.992	0.997	1.038
200	0.996	1.000	1.019
∞	1.000	1.000	1.000

Nota: Baseado em 10000 amostras para cada n

3.2.5. Regras para a implementação do método para a validação de dados

Independentemente do método escolhido para detectar os *outliers*, deve-se considerar que ao identificar um número significativo de valores que não se relaciona com a amostra, é posta em causa a qualidade dos dados recolhidos. Sempre que mais de 20% dos dados for identificado como valor extremo, a amostra será considerada contaminada e deverão ser realizadas novas leituras (Burke, 2001).

A detecção de diversas amostras consecutivas contaminadas para um mesmo sensor poderá ser um indicativo do seu mau funcionamento ou de que a grandeza que está a ser medida apresenta uma distribuição diferente da esperada, podendo reflectir uma deficiência da estrutura na resposta às solicitações a que está sujeita. Nesta situação deverá ser enviado um aviso ao técnico responsável que lhe permita identificar a origem da flutuação dos valores registados.

O método utilizado para identificação de *outliers* deverá ser o método z-score modificado, composto pela mediana e pela S_n , por se tratar de um método bastante robusto tanto para amostras simétricas como assimétricas.

Sabendo que o número de elementos da amostra está dependente do tipo de medições que se estão a efectuar, bem como do tipo de equipamentos utilizados, é aconselhável a aplicação deste método a amostras com um número mínimo de dez elementos, o que implica que em cada amostra poderão ser identificados até dois valores extremos sem que esta seja classificada como amostra contaminada.

Os dados validados tomam o valor da mediana dos valores restantes na amostra após a remoção dos elementos identificados como valores isolados.

3.2.6. Variáveis de controlo na monitorização de pontes

A implementação dos sistemas de aquisição automática originou um incremento na quantidade de dados a analisar. Tomando por exemplo um sensor que efectua registos com uma cadência horária, ao fim de um mês esse sensor regista mais de 700 leituras. Se se considerar que são geralmente instalados em obra, em condições idênticas, um elevado número de sensores que pode ir desde uma centena até cerca de um milhar, em obras de maior complexidade, pode-se concluir que o volume de dados obtido é considerável.

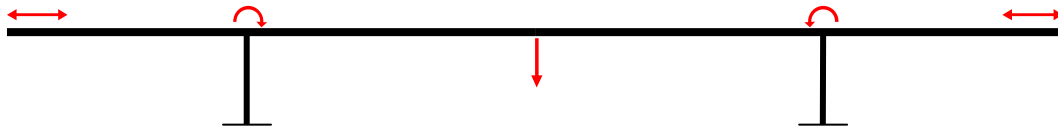
Não podendo avaliar, em tempo real, a evolução do comportamento das grandezas medidas em todos os sensores, torna-se necessário definir quais as variáveis de controlo cuja monitorização permitirá uma análise permanente do comportamento da estrutura.

As variáveis de controlo deverão ser compostas por um conjunto de sensores que, sendo representativos das diversas grandezas observadas, tenham a capacidade de representar o comportamento global da obra. A complexidade e diversidade das estruturas faz com que a escolha das grandezas a monitorizar, assim como das variáveis de controlo seja uma tarefa que exige um tratamento individualizado para cada estrutura.

Na monitorização do comportamento de uma ponte, em regime estático, é fundamental a medição das seguintes grandezas (Figura 3.4):

- os deslocamentos lineares do tabuleiro;
- a largura das juntas;
- as rotações dos pilares e/ou das torres;
- as forças nos tirantes.

a) pontes em viga:



b) pontes atirantadas:

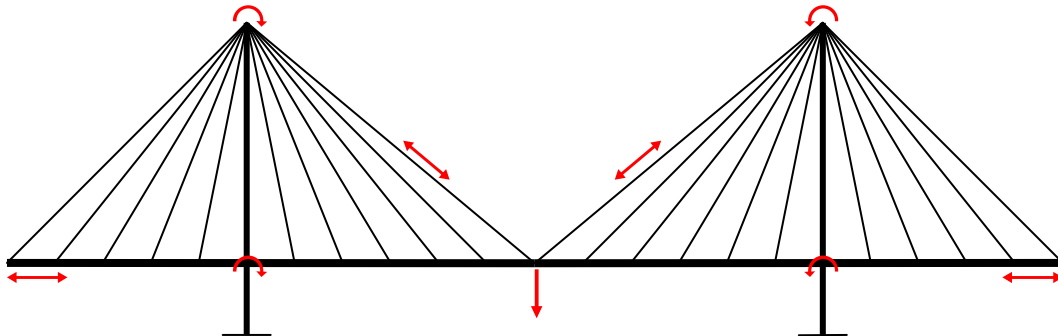


Figura 3.4 – Identificação das variáveis de controlo

As deflexões da estrutura devem ser grandezas de controlo dado que reflectem de uma forma global o seu comportamento estrutural.

A medição da deformada do tabuleiro pode ser efectuada conjugando a medição dos seus deslocamentos lineares com a rotação dos pilares e, no caso de pontes atirantadas, com a medição da rotação das torres e das forças nos tirantes.

A variação da largura das juntas reflecte o efeito da variação da temperatura média diária e sazonal assim como os efeitos da retracção e da fluência do betão e das perdas diferidas do pré-esforço (Santos, 2001).

Para possibilitar a análise das grandezas referidas, torna-se necessário a monitorização das acções a que a estrutura está sujeita e das propriedades reológicas dos materiais tais como a temperatura, o tráfego, a retracção e fluência do betão.

A variação da temperatura é uma das acções com maior influência no comportamento estrutural. Assim, deve ser avaliada em termos ambientais através da medição da temperatura do ar tanto no exterior como no interior dos elementos ocultos da estrutura, bem como o registo dos gradientes térmicos no betão e da temperatura nos elementos de aço.

No que diz respeito ao efeito do tráfego, importa separar dois tipos de acções: o rodoviário e o ferroviário. O tráfego rodoviário pode ser considerado para efeitos de modelo de cálculo como uma sobrecarga uniformemente distribuída, cujo valor é difícil de

quantificar, enquanto que o tráfego ferroviário consiste numa carga rolante perfeitamente definida. Podem ser tomados alguns procedimentos de forma a evitar a medição desta acção tais como a realização preferencial de leituras durante os períodos de baixa densidade de tráfego e a repetição das medições.

Os fenómenos reológicos do betão apresentam grande complexidade pelo que a determinação *in situ* da fluência e da retracção do betão assume grande importância e constitui a melhor forma de aproximar os modelos de previsão do efectivo desenvolvimento destes fenómenos (Santos, 2001).

O registo permanente das variáveis de controlo, necessário para o acompanhamento em tempo real da estrutura, é feito no computador local que está ligado ao sistema de aquisição.

A interpretação contínua dos dados processa-se através da comparação dos valores medidos num determinado sensor com os seus valores estimados a partir do modelo numérico da estrutura. Ao modelo são aplicados diversos cenários de carregamento, previamente equacionados, que conduzem ao cálculo dos valores que vão ser os limites de comparação dos valores medidos nas variáveis de controlo.

Para além da verificação individual de cada sensor é necessário uma comparação entre a evolução das diferentes grandezas de modo a poder interpretar a sua interligação. Mais uma vez é utilizado o modelo numérico para estudar a tendência evolutiva de uma grandeza, ao longo do tempo, a partir da observação de outra com ela relacionada.

Quando se detecta uma discrepância entre os valores medidos e os valores estimados são accionados determinados procedimentos de alarme, os quais poderão passar pelo aumento da cadência de amostragem ou pelo envio de mensagens de aviso para o técnico responsável, como se verá com mais pormenor de seguida.

3.2.7. Alarmes

3.2.7.1. Generalidades

Os alarmes são um precioso auxiliar ao técnico responsável pelas operações de monitorização e têm como função:

- avisar da existência de um desvio nos dados observados em relação aos parâmetros previamente definidos;

- desencadear rotinas automáticas para melhor identificar a divergência verificada;
- informar sobre a alteração detectada, nomeadamente a sua localização e natureza;

3.2.7.2. Estabelecimento de níveis de alarme

Os níveis de alarme deverão ser estimados em função de cada estrutura monitorizada e poderão ser activados tanto por uma avaria de um sensor, como por uma deficiência de um elemento estrutural, ou até mesmo pela formação de um mecanismo de rotura.

A definição dos níveis de alarme tem de ser feita de modo bastante cuidado por forma a evitar que, por um lado, a tolerância dos valores admissíveis seja muito apertada que os leve a despoletar frequentemente gerando, assim, uma sobrecarga de avisos o que pode induzir a que alguns destes sejam ignorados; por outro lado se se definirem níveis, com grande amplitude, onde só em casos extremos os alarmes são accionados, pode implicar uma falsa noção de segurança, o que não corresponde à realidade.

Um dos métodos utilizados para reduzir o número de alarmes que são accionados indevidamente é a validação dos dados provenientes do sensor, já referida anteriormente.

Sugere-se a definição de, no mínimo, dois níveis de alarme sendo o primeiro de aviso e o segundo de alerta o que possibilita a definição de procedimentos de resposta em função da divergência de valores detectada.

O nível de aviso corresponde à ocorrência de um evento que exija uma vigilância do comportamento da estrutura, não se prevendo, no entanto, que a curto prazo este evento venha ter consequências graves para a estrutura.

Os limites para este nível deverão ser calculados tendo em conta a temperatura e os efeitos diferidos no momento da realização da leitura, acrescido de uma tolerância. Este nível pretende representar, por isso, pequenas divergências em relação ao comportamento próximo do normal da estrutura.

O nível de alerta está associado à ocorrência de um incidente que possa vir a comprometer a segurança da estrutura, obrigando por isso a uma atenção especial da evolução do seu comportamento.

No estabelecimento dos limites para o nível de alerta deverá considerar-se a existência de condições excepcionais de carregamento ou a presença de danos que afectem a resposta estrutural. Quando o nível de alerta é ultrapassado, é um indicativo de que existe uma divergência significativa em relação aos valores previstos.

3.2.7.3. Procedimentos a adoptar após a activação de um alarme

Não obstante as acções que o técnico responsável venha a desencadear após a recepção de uma mensagem de alarme, devem estar definidos um conjunto de rotinas que vão ser accionadas automaticamente pelo sistema aquando da activação do alarme.

Estes procedimentos vão ser extremamente úteis na análise da situação em causa pois vão fornecer informações mais detalhadas, imediatamente após a detecção da anomalia, sobre o equipamento que revelou a falha.

Na Figura 3.5 apresenta-se uma proposta para uma rotina de verificação da existência de alarmes, sendo ainda apresentados os respectivos procedimentos automáticos a adoptar.

Quando é activado um alarme deverá ser automaticamente feita uma repetição da medição de forma a confirmar ou não o valor medido inicialmente. Mantendo-se a divergência, em relação aos limites definidos, a cadência de aquisição da grandeza em causa deverá ser aumentada, podendo também ser aumentado o ritmo de amostragem das variáveis de controlo.

Quando os limites de alarme são excedidos apenas uma vez, durante o ciclo de verificação, não há necessidade de enviar uma mensagem para o técnico responsável, no entanto deverá ficar registada no sistema a divergência ocorrida para que possa posteriormente ser interpretada.

A configuração inicial do sistema de verificação de alarmes deverá ser restaurada quando ao fim de um determinado número de ciclos, variável em função do tipo de alarme accionado, se verificar que os valores observados voltaram a estar dentro dos limites admissíveis.

Após a recepção de uma mensagem de alarme, compete ao técnico responsável a análise dos dados recolhidos de forma a interpretar o comportamento da estrutura.

Através da relação entre as diversas grandezas é possível identificar se a anomalia é reproduzida em vários sensores ou é apenas detectada num sensor isoladamente. Se for este o caso poderá ser um indicativo de que o sensor apresenta um funcionamento deficiente devendo esta constatação ser verificada na próxima campanha periódica de observação *in situ*. Se ocorrer uma alteração geral em relação aos valores previstos devem ser tomadas medidas em função do nível de alarme.

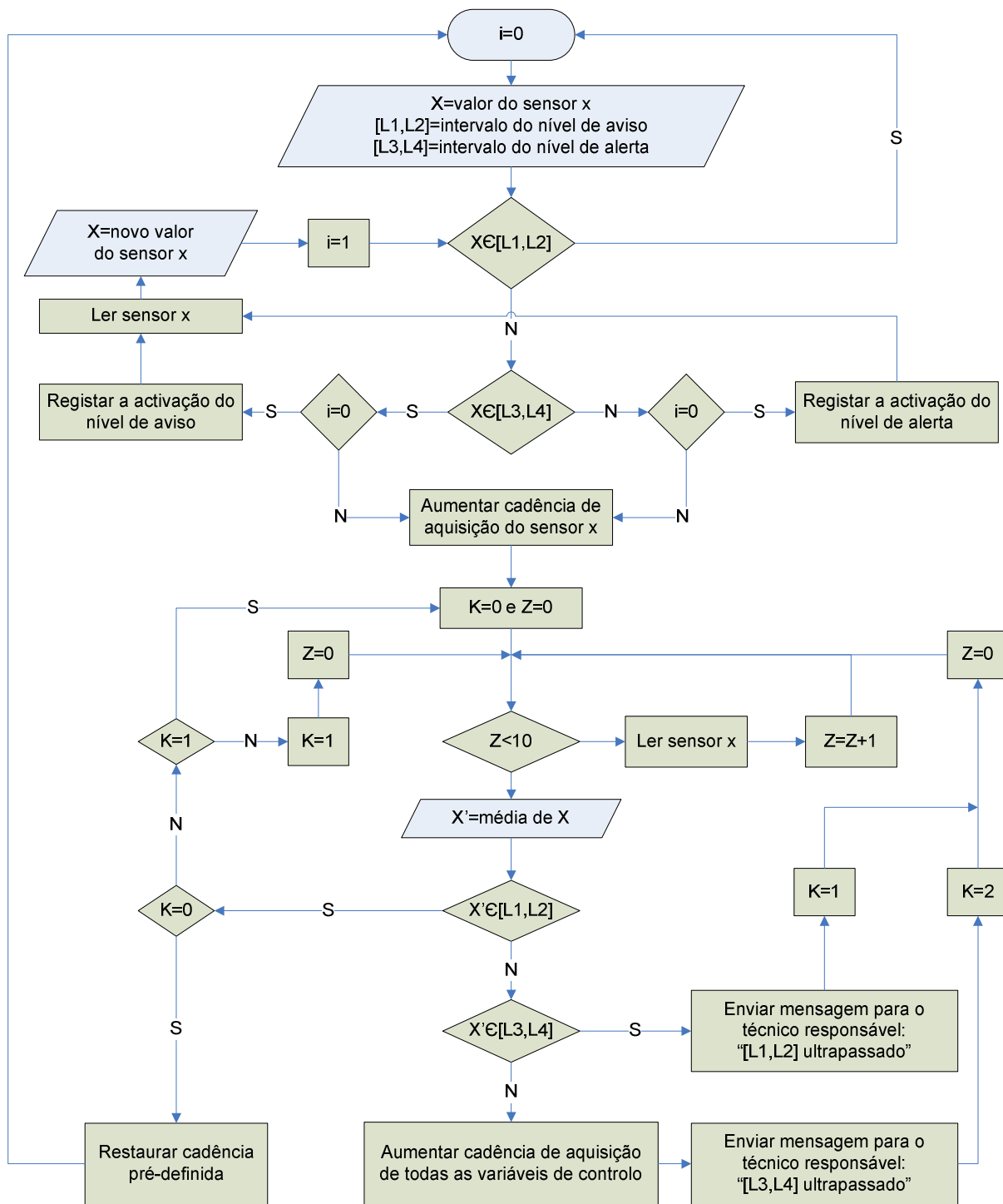


Figura 3.5 – Rotina para a verificação da existência de alarmes e procedimentos automáticos a adoptar após a sua activação

As acções a seguir no caso de activação do nível de aviso são:

- verificação dos métodos usados na modelação do comportamento estrutural, nomeadamente se as hipóteses adoptadas ainda se encontram válidas;
- correcção dos modelos de previsão e redefinição dos níveis de alarme caso se detectem imperfeições;
- inspecção visual;
- reparação das anomalias detectadas.

Quando for accionado o nível de alerta serão executadas todas as acções definidas anteriormente, para o nível de aviso, às quais acrescem as listadas de seguida:

- envio de mensagens de alerta às entidades responsáveis;
- nomeação de uma equipa para analisar a segurança estrutural;
- implementação de medidas correctivas, que poderão passar pela restrição das cargas, ou mesmo pela interrupção do tráfego.

Após a análise da situação que levou ao despoletar do alarme deverá ser elaborado um relatório contendo as conclusões acerca das anomalias detectadas e das condições de segurança e funcionalidade da estrutura.

3.3. SISTEMA AUTOMÁTICO DE TRANSMISSÃO DE DADOS

Um sistema de transmissão é necessário para assegurar a comunicação contínua e bilateral entre o sistema de aquisição instalado na estrutura e o centro de estudos onde é feito o acompanhamento da monitorização.

Este sistema possibilita a leitura e cópia dos dados de uma forma regular e automática a partir do sistema de aquisição e o seu envio para uma base de dados centralizada no gabinete de estudos, de forma a evitar a perda de informação e a acumulação de dados sem a devida interpretação.

Para além da recolha da informação, o sistema de transmissão deverá ser autónomo no que diz respeito à sua capacidade de enviar informação acerca das anomalias que se poderão registar na estrutura, por exemplo através de mensagens de SMS ou de *email*.

Deverá ainda ser possível aceder ao sistema de monitorização remotamente, a partir do centro de estudos, para consultar os programas de aquisição e redefini-los caso seja necessário.

3.4. SISTEMA SEMI-AUTOMÁTICO DE PROCESSAMENTO DE DADOS

O sistema semi-automático de processamento de dados é instalado no gabinete de estudos onde o técnico responsável acompanha a evolução da análise dos dados provenientes da monitorização. Esta análise é feita periodicamente e deverá ser composta por rotinas automatizadas de modo a facilitar algumas das tarefas repetitivas, como por exemplo a geração de diagramas que facilitam a interpretação dos resultados.

Nesta análise devem ser consideradas as leituras registadas ao longo do tempo provenientes dos diversos sensores instalados em obra, mas também os resultados obtidos no modelo numérico, o qual pretende reproduzir o comportamento esperado da estrutura.

A interpretação final deverá sempre ser feita pelo técnico, através da análise dos indicadores apresentados pelo sistema. Após esta análise será elaborado um relatório com a evolução do comportamento da estrutura ao longo do tempo.

A periodicidade da realização destes relatórios deve ser definida de acordo com a estrutura em análise e com a variabilidade dos fenómenos que estão a ser observados. No entanto, sempre que seja despoletado um alarme, deve ser realizada uma análise completa de todos os sensores por forma a verificar as condições de segurança e funcionalidade da estrutura.

3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para tratar os dados provenientes da observação adopta-se um método que considera que os dados obedecem a uma distribuição normal onde os parâmetros da amostra não são conhecidos à priori. A validação dos dados pode ser efectuada com recurso ao método z-score modificado por se tratar de um método bastante robusto, dado que os seus parâmetros, mediana e S_n , são pouco influenciados pela presença de valores extremos.

Cada amostra deverá ser composta por um mínimo de dez leituras e sempre que se detectarem mais de dois valores extremos, considera-se que os dados recolhidos foram contaminados, pelo que deverá ser repetida a leitura do sensor em causa. Uma identificação consecutiva de amostras contaminadas deverá dar origem à emissão de um aviso para o

técnico responsável.

A grandeza correspondente à medição do sensor é finalmente obtida a partir da mediana dos valores da amostra após remoção dos valores extremos.

De entre as grandezas monitorizadas, e na impossibilidade de analisar em tempo real todos os sensores, deverão ser escolhidas aquelas que serão analisadas em permanência. As variáveis de controlo deverão ser compostas por um conjunto de grandezas que permitam a caracterização do comportamento global da obra. A sua escolha irá depender da estrutura observada e dos equipamentos usados na monitorização. Sugere-se a utilização, como variáveis de controlo, das grandezas que representem os movimentos da estrutura como por exemplo os deslocamentos verticais do tabuleiro, as rotações nos pilares e a variação da largura das juntas.

A interpretação contínua dos dados processa-se através da comparação dos valores medidos num determinado sensor com os seus valores estimados calculados a partir do modelo numérico ao qual é aplicada a temperatura e os efeitos diferidos medidos. São ainda estudadas as diferentes correlações entre as grandezas para poder identificar tendências evolutivas ao longo do tempo.

Quando se detecta uma discrepância entre os valores medidos e os valores estimados são accionados alarmes que vão avisar o técnico responsável para a existência de uma anomalia.

Devem ser definidos dois níveis de alarme: o nível de aviso, que representa as pequenas divergências em relação ao comportamento normal da estrutura, e o nível de alerta, que corresponde a condições excepcionais de carregamento ou à presença de danos que afectem a resposta estrutural.

Após a activação de um alarme as leituras são repetidas e a cadência de aquisição das grandezas é aumentada. Deverá ainda ser feita uma reanálise dos modelos de previsão e inspecções visuais.

O técnico responsável irá interpretar toda a informação recolhida identificando avarias em sensores, deficiências em elementos estruturais ou até mesmo a formação de mecanismos de rotura. Após esta análise deverá ser emitido um relatório onde são analisadas as anomalias detectadas e indicadas as recomendações para a sua correcção, de forma a assegurar as condições de segurança e funcionalidade da estrutura.

Periodicamente devem ser elaborados relatórios com a evolução do comportamento da estrutura ao longo do tempo.

**CAPÍTULO 4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA
PROPOSTA À PONTE SALGUEIRO MAIA**

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os alicerces de um sistema de monitorização são gerais para qualquer tipo de estrutura, no entanto, a sua completa definição tem de ser implementada tendo em conta a complexidade e as características específicas de cada ponte.

Apresenta-se neste capítulo a aplicação dos métodos desenvolvidos à Ponte Salgueiro Maia, sobre o rio Tejo em Santarém. Trata-se de uma ponte atirantada de betão com um comprimento total de 570 m, sendo o vão central de 246 m, que foi instrumentada pelo LNEC durante e após a construção, a qual foi sujeita a provas de carga imediatamente antes da sua entrada em serviço.

Actualmente está instalado na Ponte Salgueiro Maia um sistema de aquisição automática ao qual se encontram ligados diversos tipos de sensores. A recolha dos dados é feita remotamente a partir do LNEC através de um sistema de transmissão a partir de uma linha telefónica.

A escolha desta estrutura prendeu-se com os seguintes factores: já estar automatizada necessitando, por isso, urgentemente de ferramentas que ajudem à análise e ao processamento automático da informação já adquirida; e apresentar uma grande variedade de grandezas observadas, como por exemplo, forças, deslocamentos lineares e angulares, extensões, temperaturas e ainda o estudo do comportamento diferido do betão.

Neste capítulo começa-se por descrever a estrutura, o processo construtivo, o sistema de instrumentação e o modelo numérico considerado para a análise do seu comportamento ao longo do tempo. Apresenta-se também a aplicação, ao caso de estudo, da metodologia de validação de dados, a definição das variáveis de controlo e dos níveis de alarme.

4.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA E DO PROCESSO CONSTRUTIVO

A Ponte Salgueiro Maia (Figura 4.1), sobre o rio Tejo em Santarém, está implantada a cerca de 3,5 km para jusante da antiga ponte de Santarém e integra-se no traçado do IC10.

A ponte tem um comprimento total de 570 m, dos quais 486 m são atirantados. A zona atirantada tem um vão central de 246 m e vãos contíguos de 78 m, seguidos, de cada lado, por dois vãos de 42 m, como está ilustrado na Figura 4.2.



Figura 4.1 – Vista Geral da Ponte Salgueiro Maia

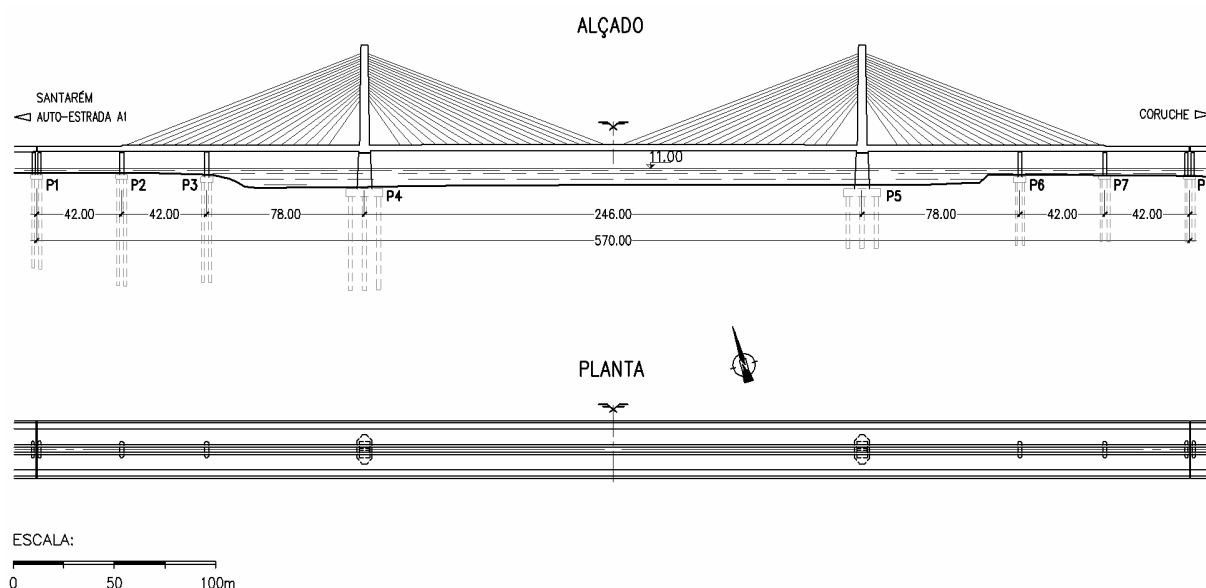


Figura 4.2 – Alçado e planta da Ponte Salgueiro Maia

O tabuleiro é de betão armado pré-esforçado longitudinal e transversalmente. Tem uma largura de 28,2 m, entre guardas, e é formado por uma viga caixão de forma rectangular com dimensões exteriores de 10,0 m x 2,5 m que é completada, numa fase posterior, com o prolongamento da laje superior do caixão e com a introdução de escoras de betão pré-fabricadas que actuam em conjunto com a referida laje.

Nas secções do tabuleiro onde ancoram os tirantes existem ainda montantes metálicos que fazem a transferência dos esforços entre o meio vão da alma superior e os cantos inferiores do caixão (Figura 4.3).

Fora da zona atirantada, também podemos encontrar montantes metálicos, idênticos aos referidos no parágrafo anterior, os quais actuam agora como desviadores dos cabos de pré-esforço exterior instalados no interior do tabuleiro (Figura 4.4).

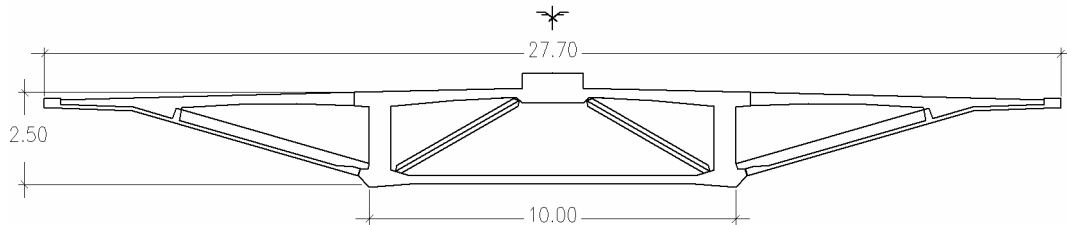


Figura 4.3 – Secção transversal na zona atirantada



Figura 4.4 – Montantes metálicos e pré-esforço exterior nos tramos extremos

Os mastros são de betão armado até ao nível da cota dos primeiros tirantes e a partir desse nível até ao topo são em estrutura mista de aço-betão. A sua altura média acima do tabuleiro é de cerca de 50 m.

Cada mastro suporta 36 tirantes, com comprimentos que vão desde os 31 m até aos 131 m, dispostos em semi-harpa, os quais se encontram ancorados axialmente ao tabuleiro. Os tirantes são constituídos por cordões auto-protegidos envolvidos em bainha de polietileno de alta densidade. A sua composição é variável em conjuntos de 55, 61 ou 73 cordões por tirante.

Os mastros e o tabuleiro constituem uma peça monolítica que se apoia na parte inferior através de apoios especiais capazes de conferirem um elevado grau de isolamento sísmico. Nos vãos laterais o tabuleiro apoia-se em pilares intermédios.

As fundações dos pilares P4 e P5 são compostas por grupos de 14 estacas com um diâmetro de 2 m e um comprimento máximo de 50 m, as quais são encabeçadas por maciços de betão armado e pré-esforçado (Figura 4.9-a). As fundações dos restantes pilares são igualmente indirectas, sendo constituídas por seis estacas moldadas com 1,3 m de diâmetro, com uma profundidade de 25 m, e encabeçadas por um maciço de betão armado.

A construção foi feita simultaneamente a partir de ambas as margens iniciando-se nos tramos laterais, os quais foram executados com recurso a uma viga de lançamento inferior (Figura 4.5). Foram construídos dois pilares provisórios localizados entre os pilares P3 e P4 e os pilares P5 e P6, respectivamente, os quais foram removidos antes da operação do fecho do tabuleiro.



Figura 4.5 – Construção dos tramos laterais com viga de lançamento inferior

O tramo central foi construído pelo método de avanços sucessivos (Figura 4.6), com a execução de aduelas cuja betonagem era alternada com o esticamento dos tirantes. As aduelas foram betonadas com uma extensão 6,0 m, distância essa, que foi condicionada pelo afastamento dos tirantes. A construção do tabuleiro foi concluída com a execução da aduela de fecho com um comprimento de 2,6 m.



Figura 4.6 – Construção do tramo central pelo método de avanços sucessivos

Os tramos laterais foram executados em 4 fases, sendo a betonagem do núcleo central feita em duas etapas, às quais se seguiram a colocação das escoras e a betonagem das abas (Figura 4.7).

A execução das aduelas foi realizada por 3 fases, conforme o esquema da Figura 4.8: a betonagem do núcleo constituído por um caixão rectangular; a colocação de escoras de betão pré-fabricadas e a betonagem das abas (Figura 4.9-e, Figura 4.9-f).

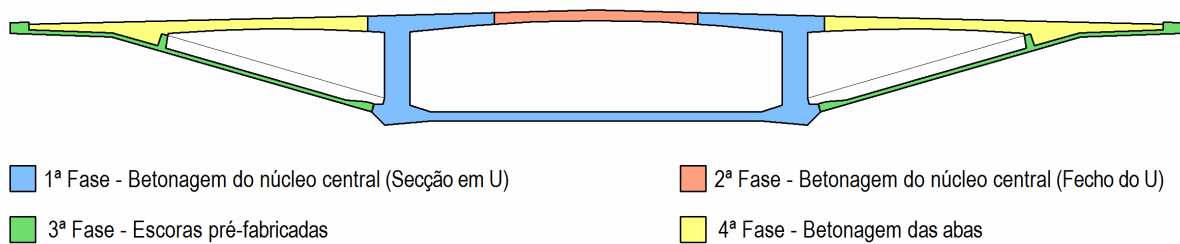


Figura 4.7 – Fases de betonagem do tabuleiro nos tramos laterais

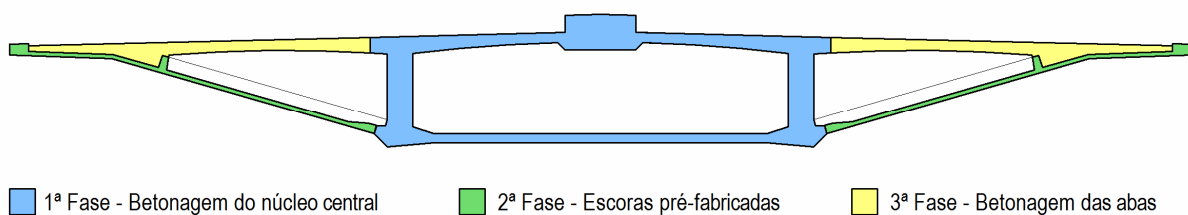


Figura 4.8 – Fases de betonagem das aduelas

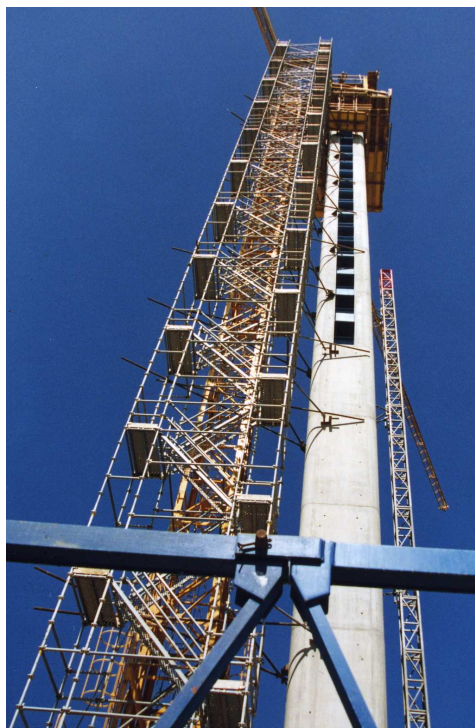
Apresentam-se na Figura 4.9 imagens que reúnem diversas etapas da construção.



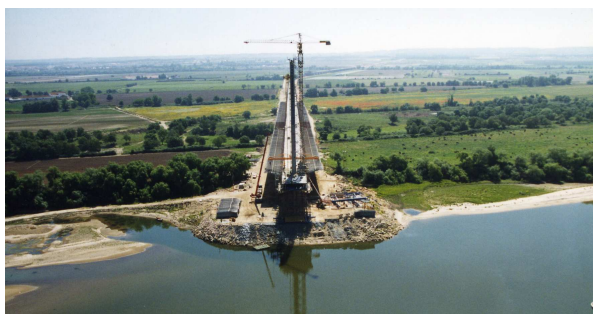
(a) Fundações dos pilares P4 e P5



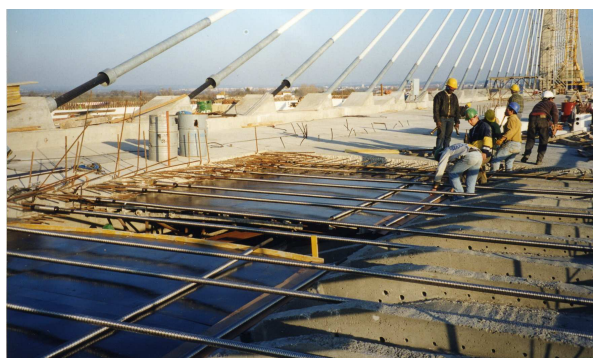
(b) 1ª fase de betonagem dos tramos laterais



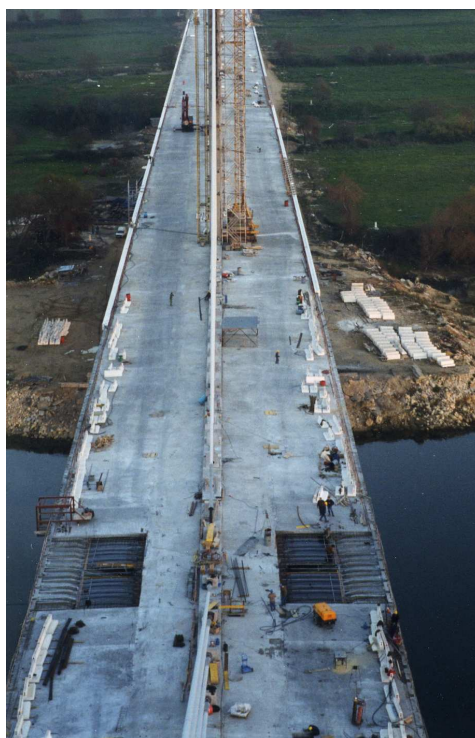
(c) Construção de um mastro



(d) Início da construção do tramo central



(e) Betonagem das abas da aduela de fecho



(f) Núcleo central da aduela de fecho já betonado

Figura 4.9 – Diversas fases de execução da obra

4.3. DESCRIÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO EFECTUADA

A instrumentação da Ponte Salgueiro Maia teve início em 1998, durante a construção, visando fundamentalmente, o controlo da segurança e funcionamento a médio e longo prazo, não tendo como finalidade directa a obtenção de resultados para apoio aos trabalhos de projecto e construção.

A observação da estrutura compreende a medição das forças instaladas em tirantes, de deslocamentos verticais no tabuleiro, da variação da largura das juntas de dilatação, de rotações nos mastros e ao longo do tabuleiro, de extensões e temperaturas no interior do betão, e ainda das condições ambientais no interior e no exterior do tabuleiro (Santos e Fernandes, 2001).

Diversos tirantes foram instrumentados com células de carga, para medição da força instalada (Figura 4.10). Os tirantes AT2, AT11 e AT18 apresentam dois cordões instrumentados, enquanto que nos restantes foi instalada apenas uma célula de carga por tirante (Figura 2.25).

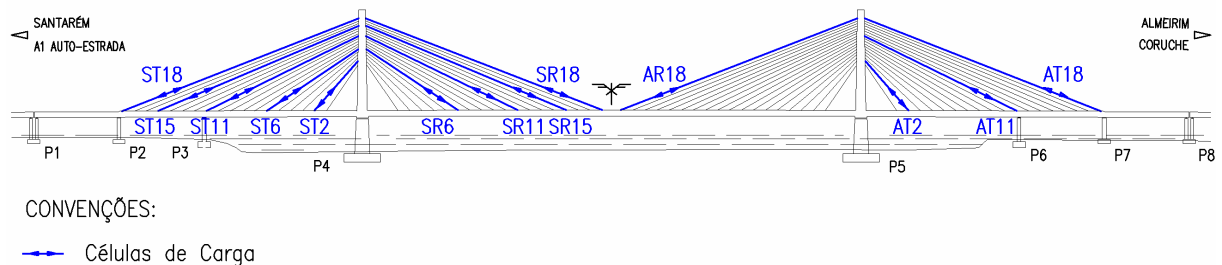


Figura 4.10 – Identificação dos tirantes instrumentados com células de carga

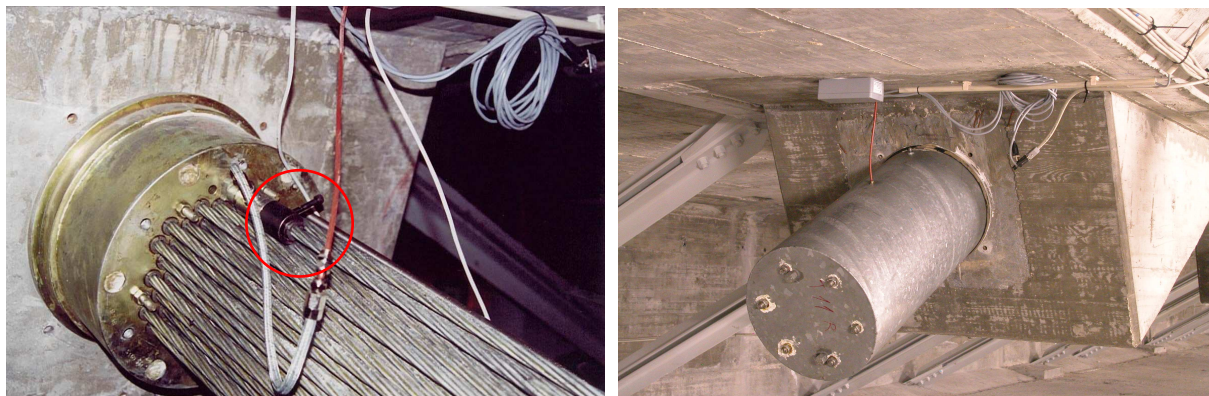
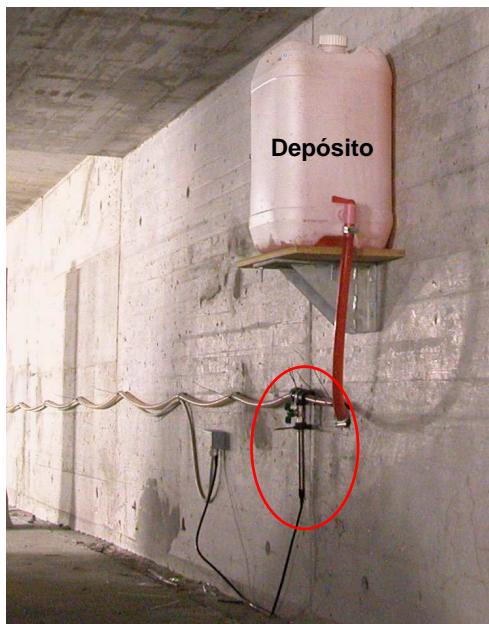


Figura 4.11 – Célula de carga para medição da força instalada num tirante

A medição dos deslocamentos verticais no vão central do tabuleiro é realizada através de um sistema de nivelamento hidrostático associado a células de pressão, composto por um depósito (Figura 4.12a), localizado junto ao pilar P4, e por cinco células dispostas de acordo com o esquema da Figura 4.13. Os deslocamentos medidos a partir deste sistema são deslocamentos relativos, calculados em função da variação da pressão nas células NL1 e NL5 usadas como referências fixas.



(a) Depósito e célula de pressão do depósito



(b) Célula de pressão num ponto de medição

Figura 4.12 – Sistema de Nivelamento Hidrostático

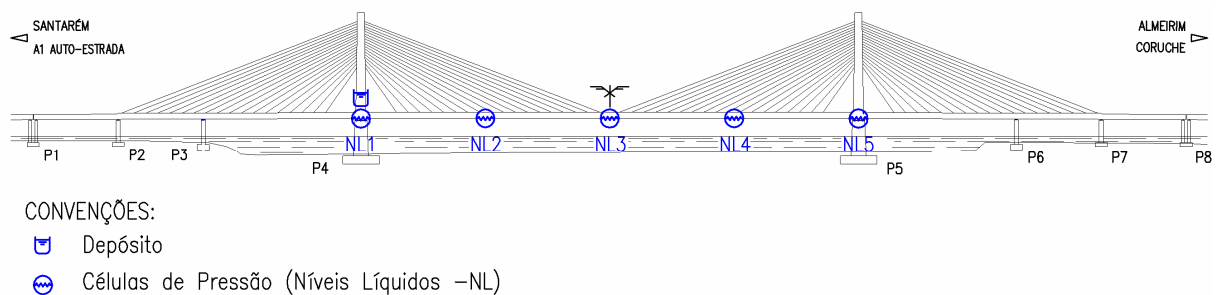


Figura 4.13 – Localização das células de pressão do sistema de nivelamento hidrostático

São efectuadas medições dos deslocamentos angulares, em duas direcções ortogonais, com recurso a clinómetros de bolha de ar. A medição da variação da largura das

juntas é feita utilizando um telescómetro. Ambos os equipamentos são amovíveis, operando sobre bases solidárias à estrutura, o que origina que estas duas grandezas ainda não estejam automatizadas, sendo as suas leituras efectuadas periodicamente por um operador. As bases de clinómetro estão localizadas no topo das torres dos pilares P4 e P5 e ao longo do tabuleiro, enquanto que as bases de telescómetro estão montadas nas juntas de dilatação (Figura 4.14)

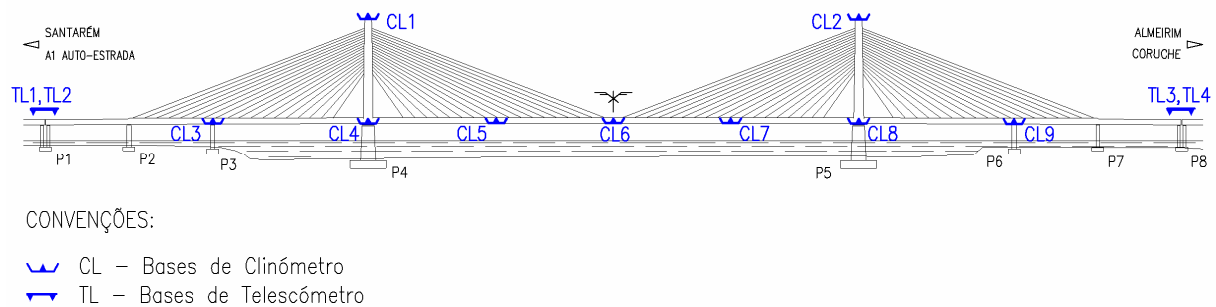


Figura 4.14 – Localização das bases de clinómetro e de telescómetro

Na Figura 4.15 indica-se a localização das secções de betão instrumentadas para a medição de extensões e temperaturas no interior do betão. A medição de extensões é efectuada por meio de extensómetros de corda vibrante, instalados em duas secções de cada mastro e em oito secções de tabuleiro. Na Tabela 3.1 apresenta-se um resumo dos equipamentos colocados em cada secção.

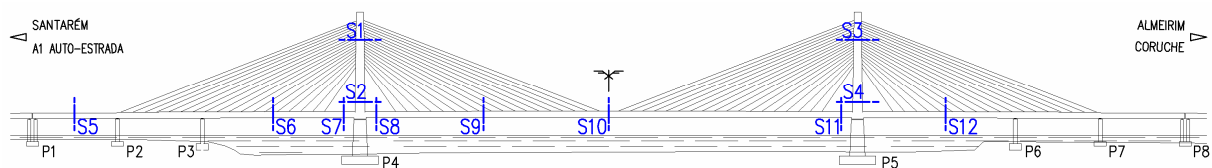


Figura 4.15 – Localização das secções de betão instrumentadas com extensómetros e termómetros

Tabela 4.1 – Extensómetros e termómetros colocados nas diversas secções

Elemento Secção	Mastro				Tabuleiro								Total
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	
Extensómetros	6	6	6	6	8	8	8	8	17	17	8	8	106
Termómetros	6	10	-	-	-	-	-	20	-	20	-	-	56

A disposição dos extensómetros nas secções dos mastros é idêntica apresentando, cada uma, um total de seis extensómetros. A colocação dos extensómetros nas secções dos tabuleiros também foi feita de forma semelhante, apresentando as secções S5, S6, S7, S8, S11 e S12 três extensómetros no banzo superior e três na laje inferior do caixão e ainda dois nas consolas. Nas secções S9 e S10 onde, para além dos extensómetros já referidos para as outras secções do tabuleiro, existe mais um extensómetro em cada consola e foram ainda montados extensómetros no plano da secção por forma a medir extensões transversais. A posição dos extensómetros nas secções S1 e S2 do mastro do pilar P4 e nas secções S5 e S10 do tabuleiro encontra-se ilustrada na Figura 4.16.

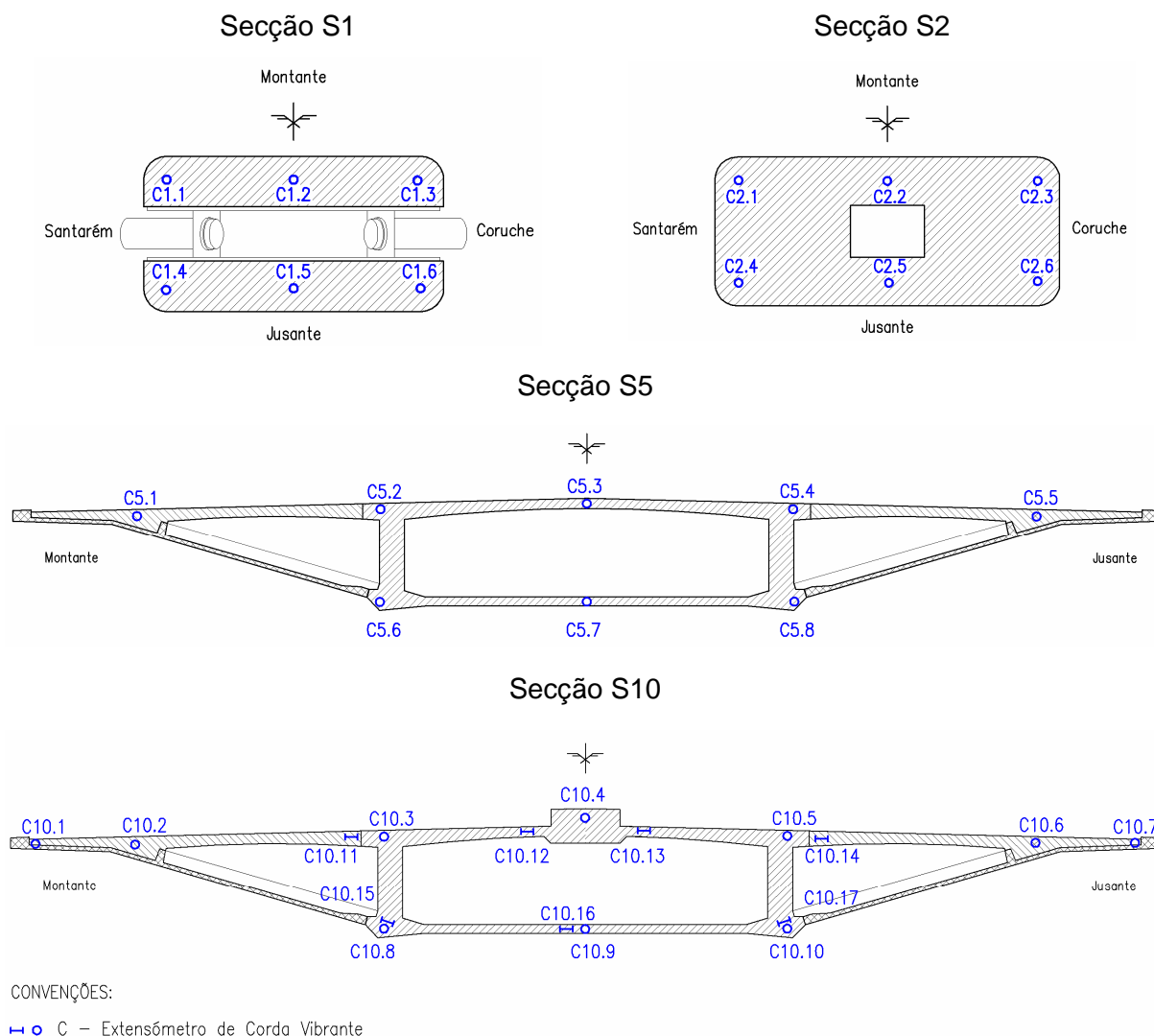


Figura 4.16 – Localização dos extensómetros nas secções S1, S2, S5 e S10

A medição de temperaturas no interior do betão é efectuada por termómetros eléctricos de resistência que foram introduzidos, durante a construção, nas secções S1 e S2 do mastro do pilar P4 e nas secções S8 e S10 do tabuleiro. Apresenta-se na Figura 4.17 a localização dos termómetros nas duas secções do mastro e na secção S8 do tabuleiro, que apresenta uma disposição idêntica à da secção S10.

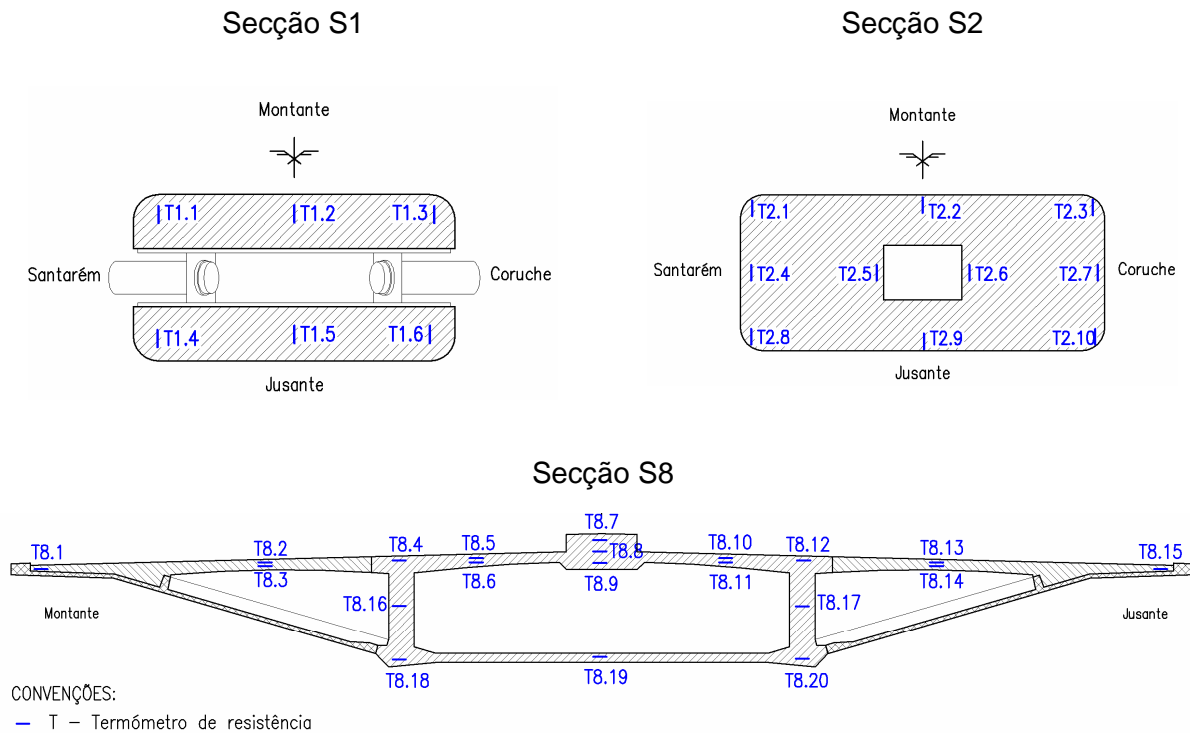


Figura 4.17 – Localização dos termómetros nas secções S1, S2 e S8

Para avaliar a retracção do betão, foram executados prismas compensadores com o mesmo betão aplicado nas aduelas em estudo, os quais foram colocados junto às secções a que se referem. As deformações destes prismas são apenas devidas às acções térmicas e higrométricas, dado que não estão sujeitos a forças exteriores.

Para caracterizar a fluência do betão, para além dos prismas compensadores termo-higrométricos, foram ainda fabricados prismas compensadores de fluência que são em tudo idênticos aos primeiros, mas são mantidos desde a idade de carregamento sob tensão de compressão constante.

Os prismas têm base quadrada de 300 mm de lado e foram isolados nos topos e em duas faces opostas, de modo a que as trocas com o ambiente ocorram apenas em duas superfícies laterais opostas, simulando assim uma espessura equivalente de 300 mm.

A retracção do betão *in situ* foi estudada nas secções S5, S6, S8, S10, S11 e S12, tendo sido efectuados seis provetes compensadores por secção. Metade dos provetes foi mantida no interior do caixão enquanto que a outra metade foi colocada sobre o tabuleiro.

Nas secções S6, S10 e S11 foi ainda estudado o fenómeno de fluência. Tal como os prismas referidos anteriormente para avaliar a retracção, foram também betonados seis provetes por secção, os quais foram inseridos em sistemas de tensão constante e colocados sobre o tabuleiro e no interior do caixão.

A localização dos provetes de retracção e de fluência está representada na Figura 4.19.

Na secção S10, para além dos prismas compensadores de retracção e de fluência acima referidos, foram ainda betonados dois outros conjuntos de provetes mantidos em laboratório sob ambiente condicionado de temperatura e humidade relativa.



Figura 4.18 – Prismas compensadores de retracção e de fluência em ambiente interior

Para medir as condições atmosféricas foi instalado um sensor de humidade relativa e um termómetro de resistência eléctrica no interior do caixão nas proximidades da secção S12. A temperatura do ar no exterior do caixão é medida com termómetros de resistência eléctrica distribuídos em vários pontos do tabuleiro, junto às secções S5, S10 e S11.

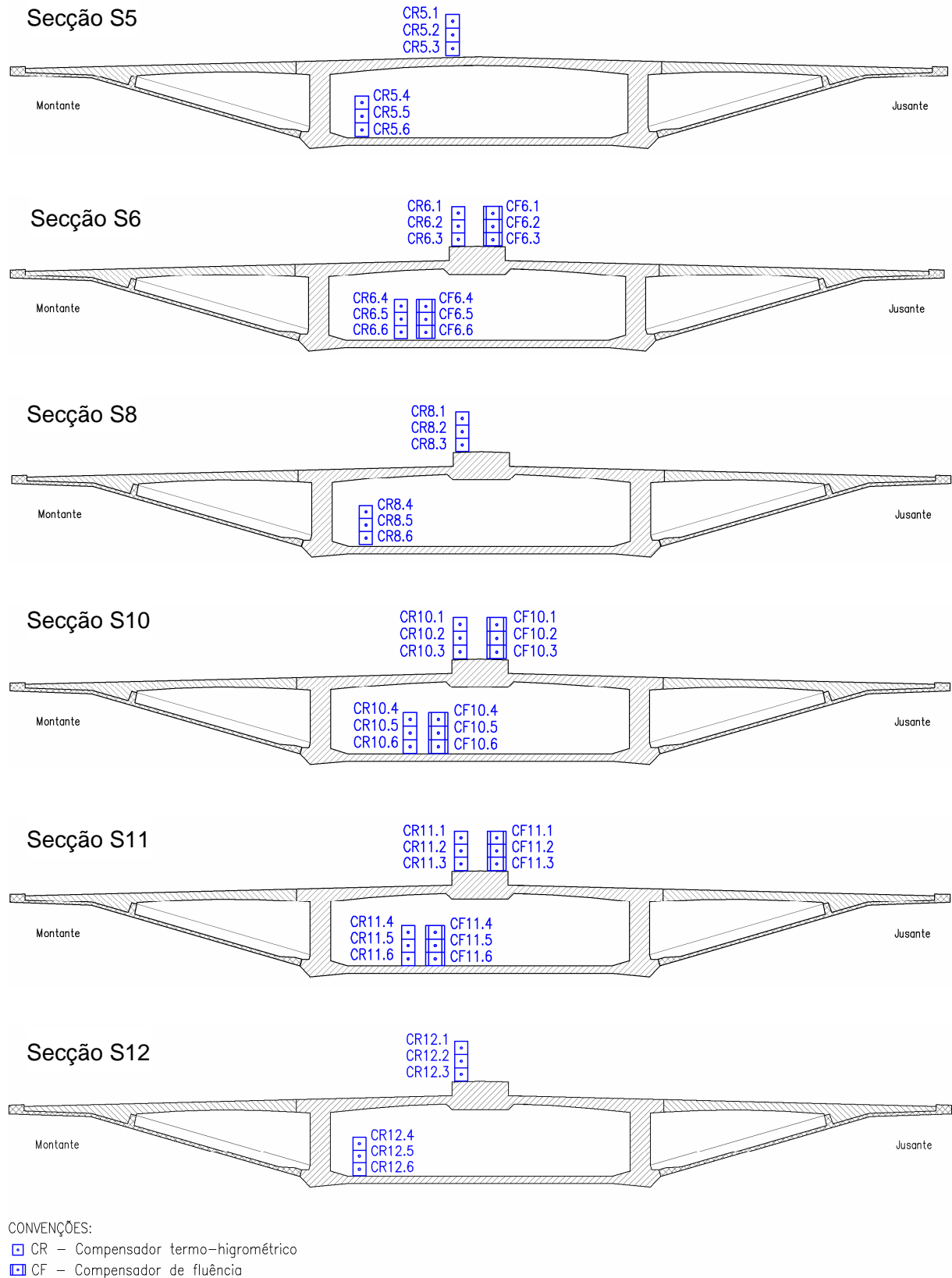


Figura 4.19 – Localização dos prismas compensadores de retracção e de fluência

4.4. SISTEMA DE AQUISIÇÃO E TRANSMISSÃO

O sistema de aquisição instalado na Ponte Salgueiro Maia é composto por dez *dataloggers* que se encontram ligados em rede, de acordo com esquema representado na Figura 4.20. O *datalogger* L1 funciona como *master* comandando as operações de envio de procedimentos e recolha de dados. O acesso remoto rede de *dataloggers* é conseguido através do *master*, o qual está conectado a um *modem* ligado à linha telefónica.

Com diferentes cadências de aquisição, definidas em função da grandeza monitorizada, o *datalogger* lê os sinais dos sensores e de seguida regista-os na sua memória.

A recolha dos dados é efectuada de forma periódica, podendo ser executada *in situ*, durante as campanhas de observação regulares da estrutura, ou remotamente, a partir do LNEC, através do *modem*.

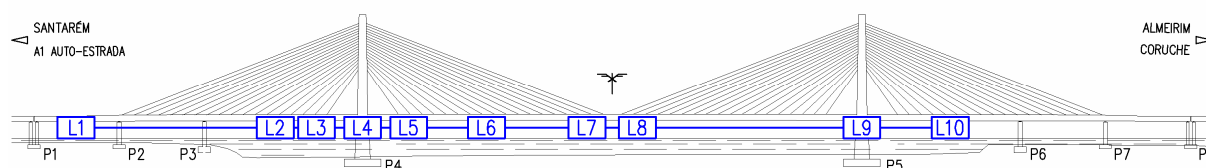


Figura 4.20 – Localização dos *dataloggers* na Ponte Salgueiro Maia

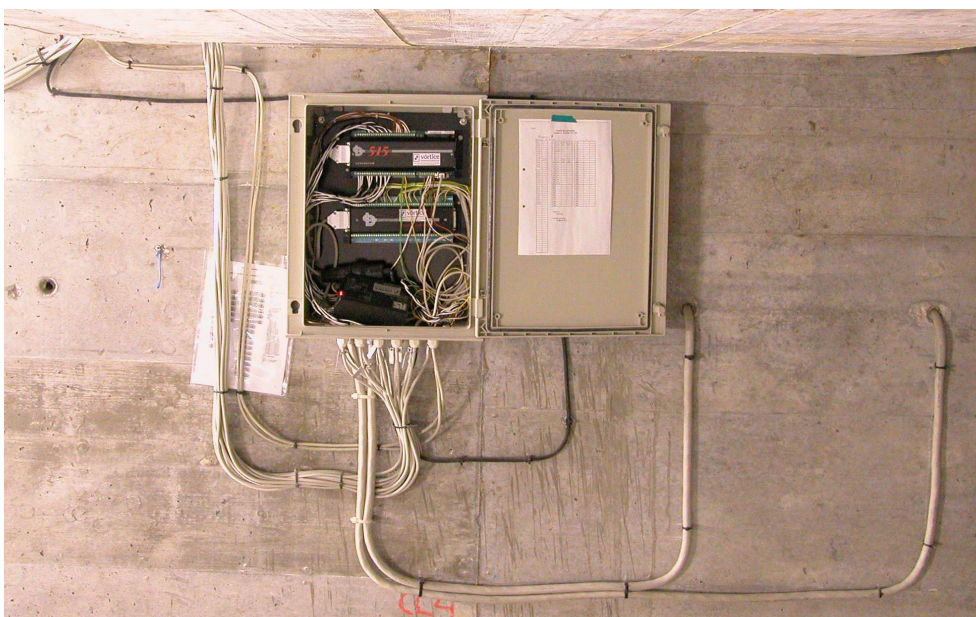


Figura 4.21 – Unidade de aquisição *datalogger*

4.5. CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO COMO MATERIAL ESTRUTURAL

4.5.1. Tensão de rotura à compressão

A caracterização mecânica do betão foi feita com base em ensaios laboratoriais realizados em provetes elaborados com amostras de betão provenientes das secções instrumentadas dos mastros (S1 a S4) e do tabuleiro (S5 a S12).

Os valores médios da tensão de rotura à compressão foram obtidos em ensaios realizados em cubos de 15 cm de aresta de acordo com a Especificação E 226 (LNEC,1968).

Para estimar o valor da tensão de rotura em provetes cilíndricos a partir da tensão obtida nos ensaios laboratoriais de cubos de 15 cm de aresta, usou-se a relação especificada na NP EN206-1 (IPQ, 2005) que classifica o betão em classes de resistência à compressão em função da resistência característica em cilindros e da resistência característica em cubos. Para os valores de resistência à compressão obtidos nos ensaios é válida a relação indicada na equação (4.1).

$$f_{cm}(t) \approx f_{cm, cub}(t) - 10 \quad (4.1)$$

Na Tabela 4.2 apresentam-se os valores médios das tensões de rotura à compressão para as diversas secções instrumentadas determinados para diferentes idades do betão. Estão ainda indicados nesta Tabela o número de provetes ensaiados usados na obtenção das respectivas tensões de rotura médias.

4.5.2. Módulo de elasticidade

O estudo do módulo de elasticidade foi feito através de ensaios, realizados em laboratório de acordo com a Especificação E 397 (LNEC, 1993), de cilindros de 20 cm de diâmetro e 60 cm de altura, fabricados com amostras de betão provenientes das secções onde foram estudados os fenómenos de fluência (S6, S10 e S11). A partir destes ensaios foi obtido o módulo de elasticidade secante do betão, com o qual se determinou o módulo de elasticidade tangente na origem (Tabela 4.3) de acordo com (4.2), referida no EC2 (Eurocódigo 2) (IPQ, 1998).

$$E_{c(28)}(t) \approx 1,05 \cdot E_{cm} \quad (4.2)$$

Tabela 4.2 – Resistência à compressão média do betão

Elemento Estrutural	Secção	Data de Betonagem	f_{cm} (MPa)									
			t = 1	2	3	4	7	14	28	60	90 dias	
Mastros	S1	99-04-19						38.7 ⁽³⁾		46.5 ⁽⁶⁾		
	S2	99-02-04						52.5 ⁽³⁾		56.8 ⁽³⁾		
	S3	99-04-21						39.7 ⁽³⁾		44.2 ⁽⁶⁾		
	S4	99-01-06						41.5 ⁽⁶⁾		49.4 ⁽⁶⁾		
Tabuleiro	S5	98-10-21						44.1 ⁽¹⁸⁾	49.6 ⁽⁶⁾	53.0 ⁽²⁴⁾		59.2 ⁽¹⁸⁾
		99-01-06						44.2 ⁽³⁾		55.5 ⁽³⁾		
		99-05-13						39.6 ⁽³⁾		47.6 ⁽⁴⁾		48.4 ⁽³⁾
	S6	99-02-04				45.0 ⁽⁶⁾		49.1 ⁽¹²⁾		54.1 ⁽¹⁵⁾		57.6 ⁽⁶⁾
		99-04-15						40.2 ⁽⁶⁾		44.4 ⁽⁶⁾		
		99-05-27						40.9 ⁽⁶⁾		47.8 ⁽¹²⁾		
	S7	99-02-25						47.6 ⁽⁹⁾		48.9 ⁽⁹⁾		
		99-04-08						39.4 ⁽⁶⁾		47.1 ⁽⁶⁾		
		99-06-22	19.8 ⁽⁶⁾					35.8 ⁽⁹⁾		44.2 ⁽¹²⁾		
	S8	99-03-05			35.1 ⁽³⁾			45.3 ⁽⁶⁾		52.3 ⁽⁶⁾		58.4 ⁽³⁾
		99-03-09						45.8 ⁽³⁾		48.1 ⁽³⁾		
		99-07-26				29.3 ⁽³⁾		41.3 ⁽³⁾		45.3 ⁽³⁾		
S9	99-09-03			31.4 ⁽⁹⁾			33.3 ⁽⁶⁾		42.9 ⁽¹²⁾			
	99-09-27			33.4 ⁽⁶⁾				53.0 ⁽⁶⁾	56.3 ⁽⁶⁾			
S10	00-01-13				26.4 ⁽¹²⁾		30.1 ⁽⁶⁾		44.3 ⁽¹⁸⁾	45.3 ⁽³⁾		
	00-02-01		23.9 ⁽⁶⁾				46.7 ⁽⁶⁾		50.1 ⁽¹⁶⁾			
S11	99-03-05			35.8 ⁽³⁾			44.3 ⁽⁶⁾		50.0 ⁽⁶⁾			
	99-03-09						44.4 ⁽³⁾		41.7 ⁽³⁾			
S12	99-01-19		23.8 ⁽⁶⁾				43.7 ⁽¹²⁾		51.5 ⁽¹⁸⁾		55.5 ⁽⁹⁾	
	99-04-27						43.2 ⁽⁶⁾		46.2 ⁽⁶⁾			
	99-06-09	18.5 ⁽¹²⁾					39.0 ⁽⁶⁾		44.5 ⁽¹²⁾			

⁽ⁿ⁾ número de cubos com 15 cm de aresta

Tabela 4.3 – Módulo de elasticidade tangente na origem obtido em ensaios laboratoriais

Secção	Data de Betonagem	t (dias)	$E_{c(28)}$ (GPa)
S6	99-02-04	14	42.2
		28	41.9
		49	42.6
		91	43.6
		214	41.8
		369	43.2
S10	00-01-13	13	32.0
		34	35.6
S11	99-03-05	10	36.1
		31	35.9
		96	38.6
		256	35.6

A partir dos valores da tensão de rotura, foram ainda estimados os valores do módulo de elasticidade secante adoptando-se a expressão (4.3) indicada no EC2, em que $E_{cm}(t)$ é expresso em GPa e $f_{cm}(t)$ é expresso em MPa.

$$E_{cm}(t) = 22 \times \left[\frac{f_{cm}(t)}{10} \right]^{0.3} \quad (4.3)$$

Na Tabela 4.4 indicam-se os valores do módulo de elasticidade tangente na origem do betão estimados a partir do valor médio da tensão de rotura das secções instrumentadas e de acordo com a equação (4.2).

Tabela 4.4 – Módulo de elasticidade tangente na origem estimado a partir da tensão de rotura

Elemento	Secção	Data de Betonagem	$E_{c(28)}$ (GPa)
Mastros	S1	99-04-19	36.6
	S2	99-02-04	38.9
	S3	99-04-21	36.1
	S4	99-01-06	37.3
Tabuleiro		98-10-21	38.1
		99-01-06	38.6
		99-05-13	36.9
	S6	99-02-04	38.3
		99-04-15	36.1
		99-05-27	36.9
		99-02-25	37.2
		99-04-08	36.8
	S7	99-06-22	36.1
		99-03-05	37.9
	S8	99-03-09	37.0
		99-07-26	36.3
S9	99-09-03	35.7	
	99-09-27	38.8	
S10	00-01-13	36.1	
	00-02-01	37.5	
S11	99-03-05	37.4	
	99-03-09	35.5	
S12	99-01-19	37.8	
	99-04-27	36.6	
	99-06-09	36.2	

4.5.3. Retracção

Como já foi referido em 4.3 a retracção foi estudada em seis secções do tabuleiro através da medição de extensões em 36 prismas compensadores termo-higrométricos.

O programa de cálculo usado na modelação da estrutura utiliza o modelo multiplicativo preconizado no EC2 para caracterizar a retracção definido em (2.6). No entanto, de forma a ter em conta os valores medidos *in situ*, o programa permite o ajustamento da curva proposta através de dois factores. O coeficiente C_1 que corrige o valor da extensão de retracção a tempo infinito (4.5) e o coeficiente C_2 que traduz o seu desenvolvimento ao longo do tempo (4.6) (Santos, 2001).

$$\varepsilon_{cs}(t - t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (4.4)$$

com

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \cdot C_1 \quad (4.5)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)}{0,035h_0^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5 \cdot C_2} \quad (4.6)$$

O ajustamento das curvas experimentais com as teóricas teve ainda em consideração os efeitos da temperatura. A variação térmica diária é minimizada através da medição das extensões no período da manhã (as medições automáticas foram realizadas às 6h00), enquanto que os efeitos devidos à variação térmica sazonal, podem ser representados pela função sinusoidal de período anual indicada na equação (4.7):

$$\varepsilon_{cT}(t) = A_1 \cdot \text{sen}\left(\frac{2\pi t}{365}\right) + A_2 \cdot \cos\left(\frac{2\pi t}{365}\right) \quad (4.7)$$

As extensões medidas nos provetes de retracção podem assim ser estimadas através da expressão (4.8), em função da temperatura no instante da realização da primeira leitura, a qual funcionará como referência para as variações de temperatura (Santos, 2001).

$$\Delta\varepsilon_{csT}(t - t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s) + A_1 \cdot \text{sen}\left(\frac{2\pi(t - t_s)}{365}\right) + A_2 \cdot \left[\cos\left(\frac{2\pi(t - t_s)}{365}\right) - 1 \right] \quad (4.8)$$

Foram calculadas as curvas de regressão não linear para os valores médios observados para cada conjunto de provetes respeitante ao mesmo ambiente e à mesma secção. Na Tabela 4.5 apresentam-se os coeficientes C_1 , C_2 , A_1 e A_2 que aproximam os valores das extensões de retracção medidas *in situ*.

Tabela 4.5 – Provetes compensadores termo-higrométricos

Secção	Provete	t_s (dias)	Ambiente	C_1	C_2	A_1	A_2	R^2
S5	CR5.1	2	Exterior	0.553	0.632	-39.580	23.170	0.903
	CR5.2							
	CR5.3							
	CR5.4	2	Interior	0.840	0.754	-46.240	13.650	0.795
	CR5.5							
	CR5.6							
S6	CR6.1	2	Exterior	0.814	1.014	-12.760	-43.190	0.925
	CR6.2							
	CR6.3							
	CR6.4	2	Interior	0.987	0.876	-0.600	-45.560	0.988
	CR6.5							
	CR6.6							
S8	CR8.1	5	Exterior	0.749	2.057	19.130	-48.490	0.436
	CR8.2							
	CR8.3							
	CR8.4	5	Interior	0.974	1.155	23.630	-40.520	0.987
	CR8.5							
	CR8.6							
S10	CR10.1	2	Exterior	0.902	1.899	-27.110	-47.860	0.883
	CR10.2							
	CR10.3							
	CR10.4	2	Interior	0.983	1.076	-16.820	-38.330	0.988
	CR10.5							
	CR10.6							
S11	CR11.1	7	Exterior	0.709	1.172	12.460	-42.120	0.917
	CR11.2							
	CR11.3							
	CR11.4	7	Interior	0.967	1.014	21.910	-37.010	0.987
	CR11.5							
	CR11.6							
S12	CR12.1	2	Exterior	0.766	0.955	-20.200	-35.520	0.473
	CR12.2							
	CR12.3							
	CR12.4	2	Interior	1.000	0.841	-13.080	-38.160	0.989
	CR12.5							
	CR12.6							

Na Figura 4.22 e na Figura 4.23 estão representadas as extensões medidas nos provetes das secções S5, S6 e S8 e das secções S10, S11 e S12, respectivamente. Nestes gráficos estão ainda representadas as curvas de regressão não linear determinadas para a retracção dos provetes exteriores e interiores através da equação (4.8), bem como a curva preconizada pelo EC2 definida em (2.6). Estas curvas foram calculadas usando as tensões

de rotura determinadas em cada secção, considerando a utilização de cimento de presa rápida e alta resistência e uma humidade relativa de 65%.

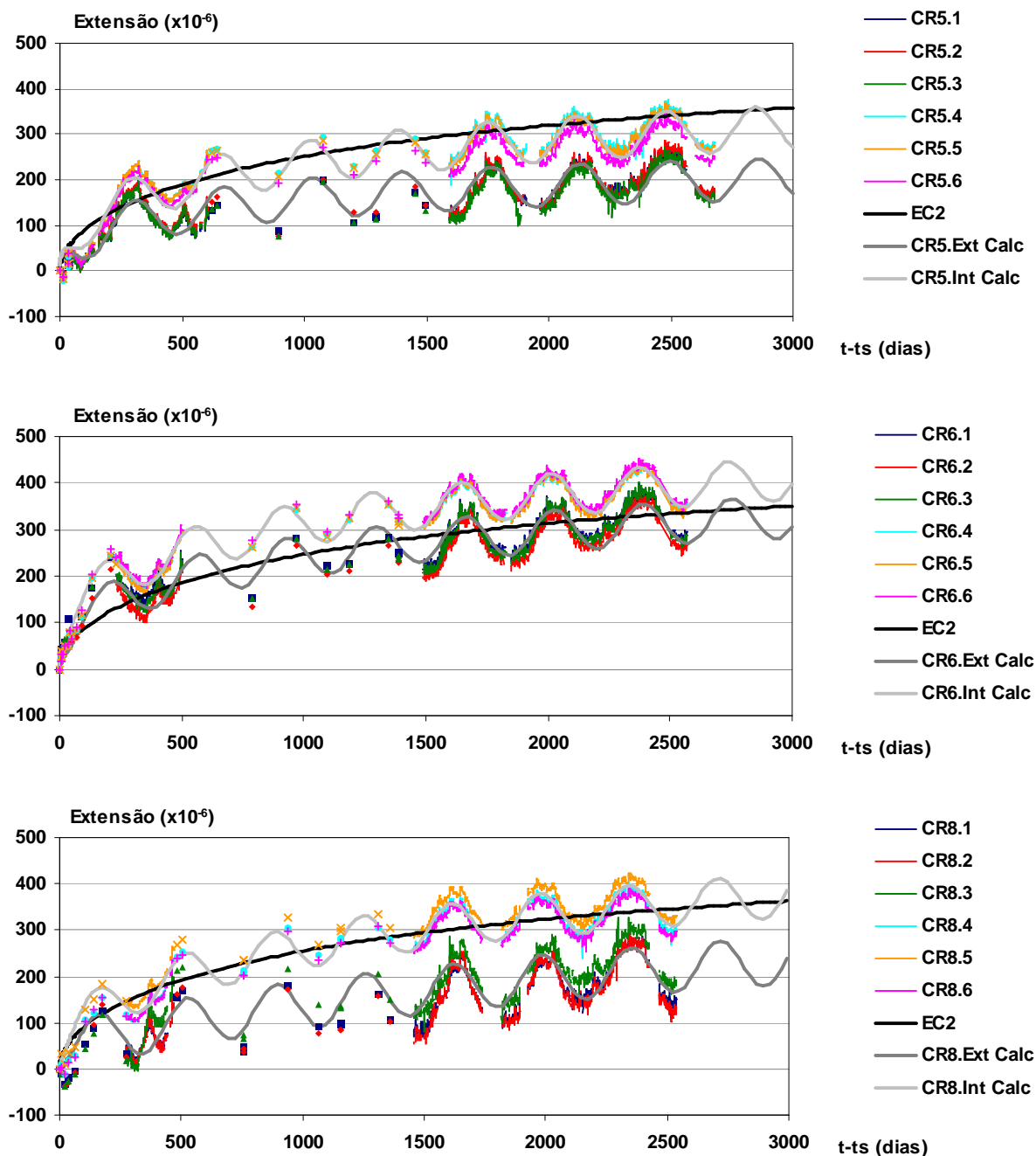


Figura 4.22 – Extensões de Retracção nas Secções S5, S6 e S8

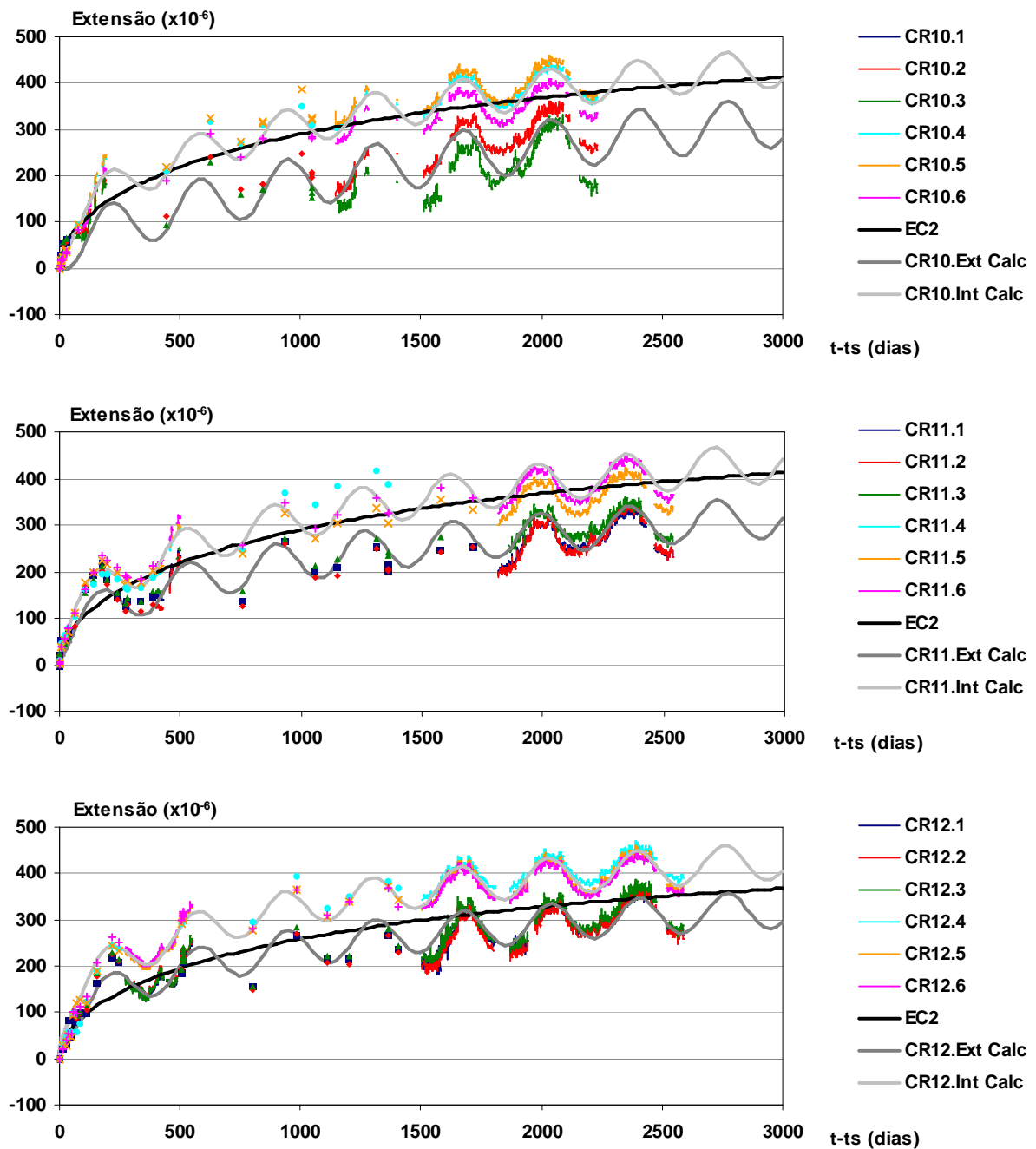


Figura 4.23 – Extensões de Retracção nas Secções S10, S11 e S12

Em função das curvas de regressão não linear calculadas para cada provete foram definidas as curvas que aproximam as extensões de retracção em cada secção que por sua vez foram usadas na determinação da curva que aproxima as extensões de retracção globais da estrutura. Os coeficientes C_1 e C_2 apresentam-se na Tabela 4.6 e as curvas estão representadas na Figura 4.24.

Tabela 4.6 – Coeficientes C1 e C2 determinados a partir da regressão das curvas calculadas de cada provete

Secção	C ₁	C ₂
S5	0.692	0.692
S6	0.899	0.933
S8	0.807	1.401
S10	0.864	1.130
S11	0.800	1.030
S12	0.884	0.887
GLOBAL	0.806	0.966

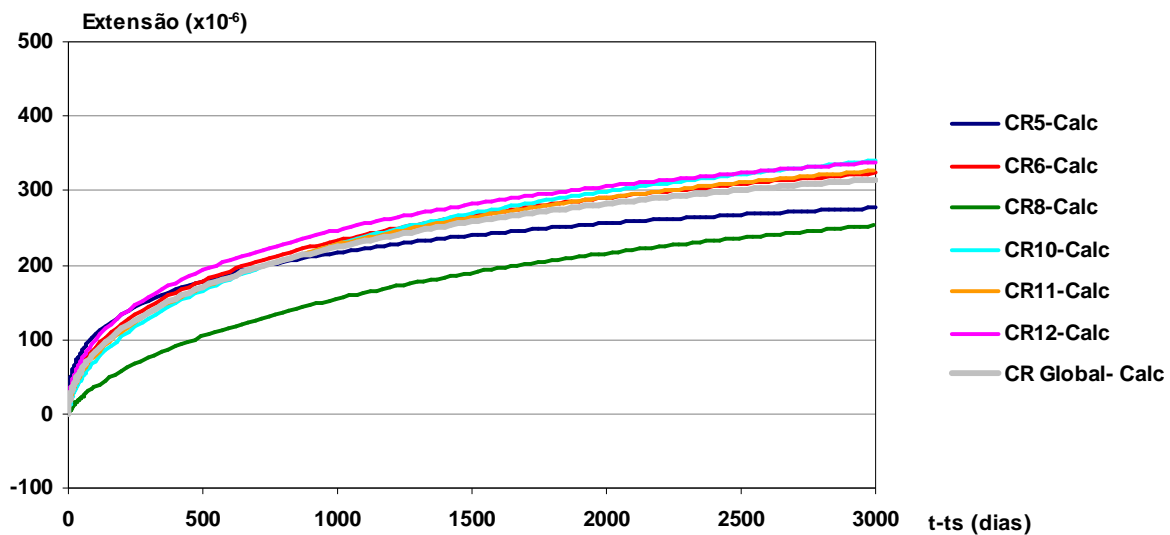


Figura 4.24 – Extensões de retracção médias

Como se pode ver, pela análise do gráfico da Figura 4.24, de um modo geral, as secções apresentam comportamentos idênticos no que diz respeito às extensões de retracção. Para simular o efeito da retracção no modelo do cálculo foi usada a curva CR Global cujos coeficientes são $C_1 = 0.806$ e $C_2 = 0.966$.

4.5.4. Fluência

A fluência foi estudada em três secções do tabuleiro (ver 4.3) através da medição de extensões em prismas sujeitos a uma tensão de compressão constante, a partir da idade de carregamento, às quais foram retiradas as extensões medidas em provetes termo-higrométricos, executados com o mesmo betão e mantidos nas mesmas condições ambientais que os prismas compensadores de fluência.

O coeficiente de fluência define-se como a relação entre as extensões diferidas e as extensões elásticas resultantes da aplicação de uma tensão constante a partir de uma determinada idade (t_{0i}):

$$\phi(t, t_{0i}) = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_{0i})}{\varepsilon_e(t_{0i})} \quad (4.9)$$

O coeficiente de fluência experimental, que é determinado a partir das extensões medidas nos prismas compensadores de fluência, está definido em função do módulo de elasticidade secante do betão à idade do carregamento, $E_{cm}(t_{0i})$, enquanto que o EC2 define o coeficiente de fluência em relação ao módulo de elasticidade tangente na origem aos 28 dias ($E_{c,28}$). Assim, para poder comparar os valores experimentais com os valores teóricos do EC2 é necessário corrigir os valores experimentais de acordo com a equação:

$$\phi_{c,E_{c(28)}}(t, t_{0i}) = \phi_{c,E_{cm}(t_{0i})}(t, t_{0i}) \cdot \frac{E_{c(28)}}{E_{cm}(t_{0i})} \quad (4.10)$$

A idade de carregamento dos diversos provetes pode variar, no entanto, para comparar os diferentes coeficientes de fluência, é necessário que estejam referidos à mesma idade de carregamento. Desta forma, e aplicando o modelo de fluência proposto pelo EC2, é possível definir um factor correctivo que permite referenciar o coeficiente de fluência em função de uma idade de carregamento (t_0), já entrando em consideração com a correcção do módulo de elasticidade, de acordo com a equação seguinte.

$$\phi_{c,E_{c(28)}}(t + t_0 - t_{0i}, t_0) = \phi_{c,E_{cm}(t_{0i})}(t, t_{0i}) \cdot \frac{E_{c(28)}}{E_{cm}(t_{0i})} \cdot \frac{0,1 + t_{0i}^{0,2}}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (4.11)$$

O programa de cálculo usado na modelação da estrutura utiliza o modelo multiplicativo preconizado no EC2 para caracterizar a fluência através do coeficiente de fluência definido em (4.12). O ajustamento da curva proposta aos valores medidos *in situ* pode ser feita

recorrendo a dois coeficientes C_3 e C_4 . O primeiro factor corrige o valor atingido pelo coeficiente de fluência a tempo infinito (4.13), enquanto que o segundo traduz o desenvolvimento da fluência com a duração do carregamento (4.14) (Santos, 2001).

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (4.12)$$

com
$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot C_3 \quad (4.13)$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3C_4} \quad (4.14)$$

A determinação destes coeficientes foi efectuada através de uma regressão não linear dos valores observados. Tal como se verificou para o fenómeno da retração, o ajustamento das curvas experimentais com as teóricas teve ainda em consideração os efeitos da temperatura, nomeadamente a sua variação térmica sazonal. Assim, os valores dos coeficientes de fluência foram estimados através da expressão (4.15), em função da temperatura no instante da realização da primeira leitura, a qual funcionará como referência para as variações de temperatura (Santos, 2001).

$$\Delta\phi_{cT}(t - t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) + A_1 \cdot \text{sen}\left(\frac{2\pi(t - t_0)}{365}\right) + A_2 \cdot \left[\cos\left(\frac{2\pi(t - t_0)}{365}\right) - 1 \right] \quad (4.15)$$

Foram calculadas as curvas de regressão não linear para os valores médios observados para cada conjunto de provetes respeitante ao mesmo ambiente e à mesma secção. Na Tabela 4.7 apresentam-se os coeficientes C_3 , C_4 , A_1 e A_2 que aproximam os valores dos coeficientes de fluência medidos *in situ*, já corrigidos, referentes a uma idade de carregamento de 7 dias e ao módulo de elasticidade tangente aos 28 dias.

Na Figura 4.25, na Figura 4.26 e na Figura 4.27 estão representados os coeficientes de fluência obtidos a partir das extensões de fluência medidas nos provetes em ambiente exterior e interior, respectivamente nas secções S6, S10 e S11. Nestes gráficos estão ainda representadas as curvas de regressão não linear, bem como a curva preconizada pelo EC2, calculadas usando a tensão de rotura de cada secção, considerando a utilização de cimento de presa rápida e alta resistência e uma humidade relativa de 65%.

Tabela 4.7 – Provetes compensadores de fluência

Secção	Provete	t_{0i} (dias)	t_0 (dias)	Ambiente	C_3	C_4	A_1	A_2	R^2
S6	CF6.1	7		Exterior	1.031	0.497	0.030	-0.100	0.827
	CF6.2	7	7						
	CF6.3	7							
	CF6.4	7		Interior					
	CF6.5	7	7						
	CF6.6	9							
S10	CF10.1	9		Exterior	1.597	0.780	0.000	-0.160	0.982
	CF10.2	9	7						
	CF10.3	9							
	CF10.4	9		Interior					
	CF10.5	9	7						
	CF10.6	9							
S11	CF11.1	7		Exterior	1.544	0.824	0.080	-0.060	0.967
	CF11.2	7	7						
	CF11.3	7							
	CF11.4	7		Interior					
	CF11.5	7	7						
	CF11.6	7							

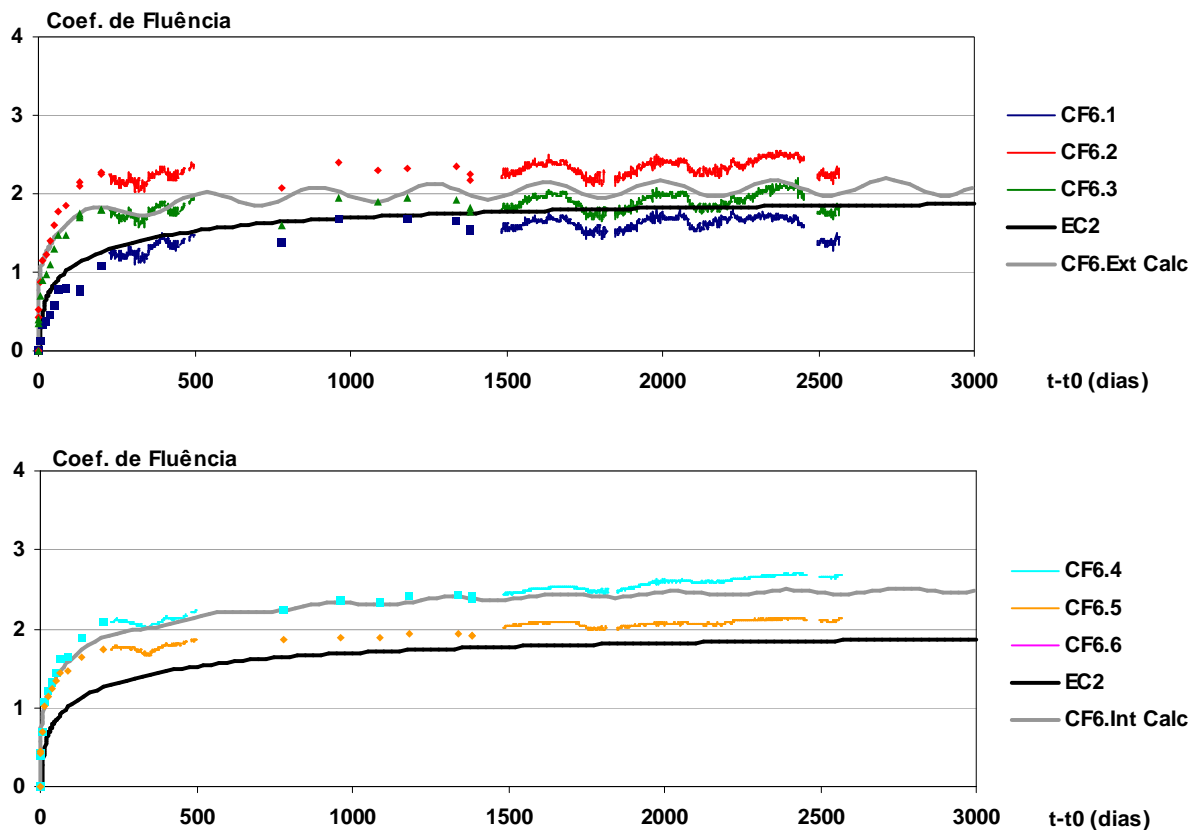


Figura 4.25 – Coeficientes de Fluência dos provetes da secção S6

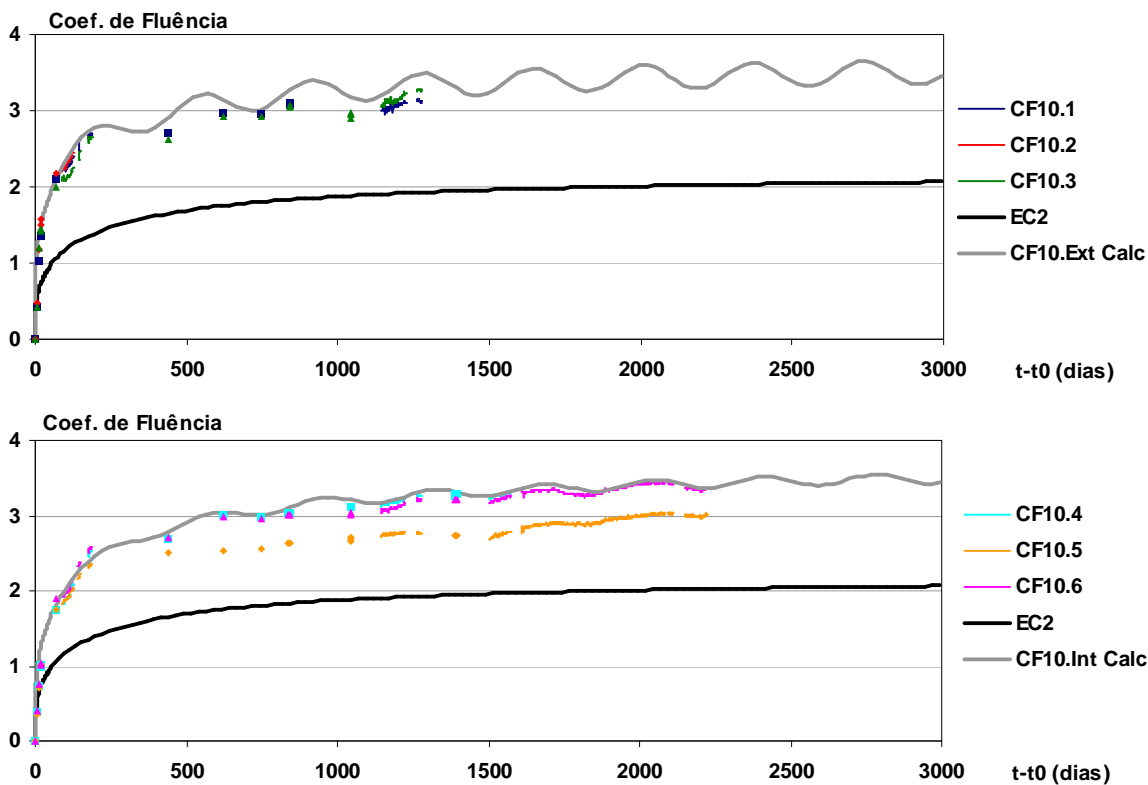


Figura 4.26 – Coeficientes de Fluência dos provetes da secção S10

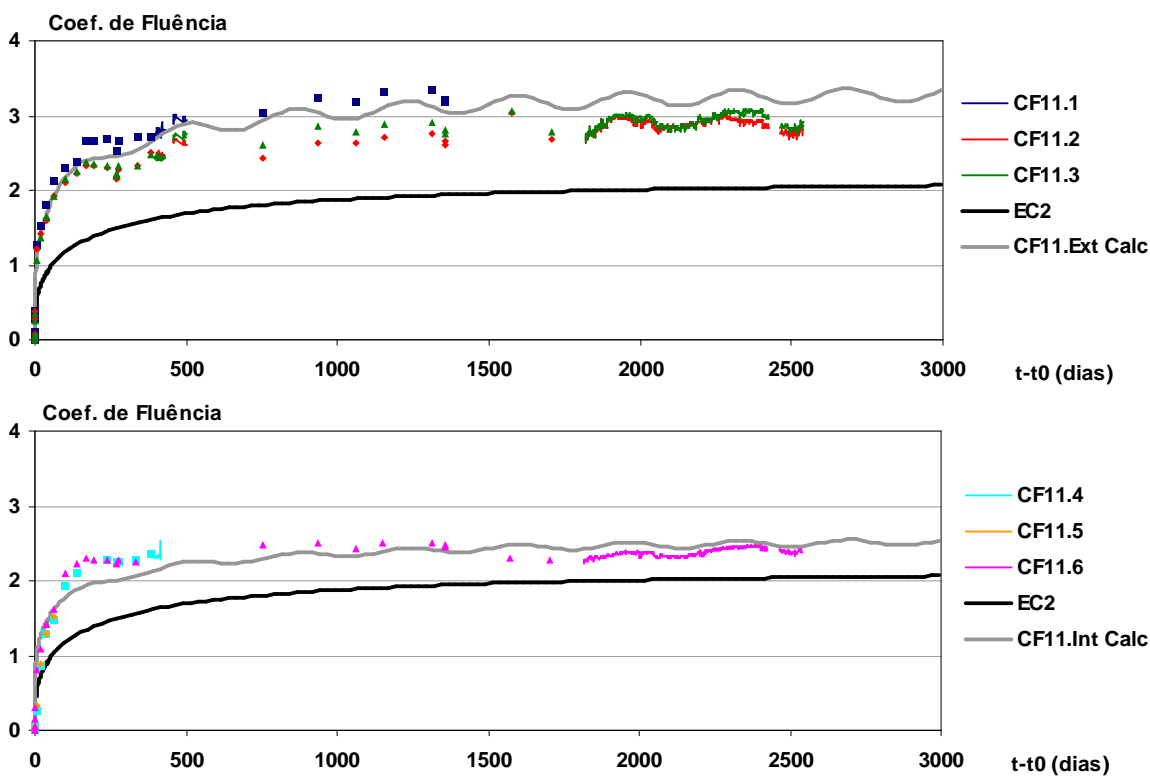


Figura 4.27 – Coeficientes de Fluência dos provetes da secção S11

Em função das curvas de regressão não linear calculadas para cada provete foram definidas as curvas que aproximam o coeficiente de fluência em cada secção que por sua vez foram usadas na determinação do coeficiente de fluência global da estrutura. Os coeficientes C_3 e C_4 apresentam-se na Tabela 4.8 e as curvas estão representadas na Figura 4.28.

Tabela 4.8 – Coeficientes C_3 e C_4 determinados a partir da regressão das curvas calculadas de cada provete

Secção	C_3	C_4
S6	1.136	0.607
S10	1.696	0.876
S11	1.375	0.717
GLOBAL	1.400	0.742

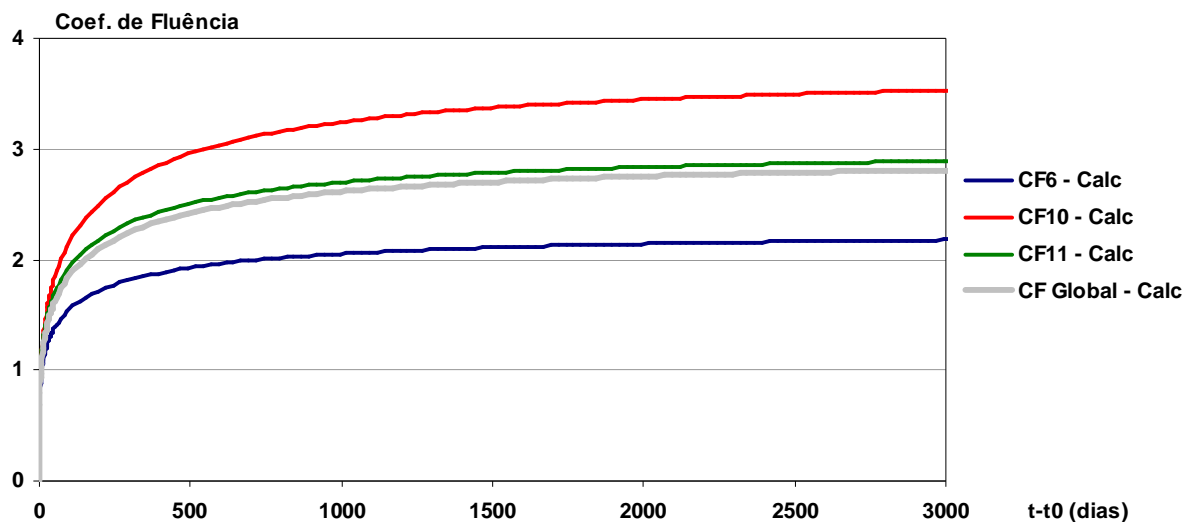


Figura 4.28 – Coeficiente de Fluência

Ao analisar os coeficientes de fluência determinados experimentalmente em três secções do tabuleiro verifica-se que existe uma grande dispersão nos resultados, a qual poderá ser justificada pela aleatoriedade dos fenómenos diferidos do betão.

Para simular o efeito da fluência no modelo do cálculo foi usada a curva CF Global cujos coeficientes são $C_3 = 1,400$ e $C_4 = 0,742$.

4.6. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA E DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

4.6.1. Generalidades

A estrutura foi modelada utilizando o programa ARPA (Análise Reológica de Pontes de betão construídas por Avanços) desenvolvido por Santos (2001). Este programa efectua uma análise do comportamento ao longo do tempo, de estruturas de betão armado e pré-esforçado, considerando a evolução da topologia da estrutura e das propriedades mecânicas dos materiais.

Trata-se de um modelo tridimensional de elementos finitos que permite a modelação do tabuleiro e pilares através de elementos de barra, nos quais é possível definir as armaduras passivas e activas. Este modelo possui também elementos de pré-esforço exterior e de tirante.

4.6.2. Modelo estrutural

A estrutura foi definida com base nas características mecânicas e geométricas do projecto. O tabuleiro, os pilares e os mastros foram modelados com elementos de barra nos quais foi considerada a contribuição das armaduras passivas e de pré-esforço.

A secção do tabuleiro foi discretizada com recurso a dois elementos de barra de forma a ter em conta a construção por fases das aduelas. Assim, numa primeira fase, o tabuleiro é modelado por um elemento de barra caracterizado pela área e pelas inércias do núcleo central do caixão, entrando numa fase posterior um outro elemento de barra, caracterizado pela área e as inércias das abas do caixão, simbolizando a colocação das escoras pré-fabricadas e a betonagem das abas. Este último elemento encontra-se ligado à barra representativa do núcleo central através de elementos rígidos para ter em conta a excentricidade das mesmas em relação ao centro de gravidade do caixão. A cota do eixo dos elementos do tabuleiro foi definida a partir dos centros de gravidade do núcleo central do caixão.

Os pilares foram considerados encastrados na base, sendo a ligação do tabuleiro aos pilares feita com recurso a elementos de ligação elásticos tendo sido utilizadas as constantes de rigidez aferidas com a realização do ensaio de carga, indicadas na Tabela 4.9, as quais foram diminuídas, em relação aos valores de projecto, para cerca de 60% nos pilares P4 e P5. Os pilares provisórios, necessários durante a fase construtiva,

foram considerados como apoios onde apenas estavam restringidos os deslocamentos verticais.

O pré-esforço aderente foi modelado através de elementos de pré-esforço respeitando o traçado e as forças de puxe definidas no projecto. Os cabos de pré-esforço exterior e os tirantes foram modelados com elementos finitos específicos.

O modelo assim constituído é composto por 468 nós, 639 elementos de barra, 72 elementos de tirante, 269 cabos de pré-esforço aderente e 4 cabos de pré-esforço exterior.

As características do betão em termos de tensão de rotura e módulo de elasticidade foram obtidas através de ensaios realizados em amostras de betão recolhido em obra (ver 4.5.1).

A partir dos valores obtidos experimentalmente foram definidos doze tipos de betão, com características mecânicas diferentes, de acordo com os valores indicados na Tabela 4.10.

Para simular o efeito da retracção e da fluência do betão foi usado o modelo multiplicativo preconizado no EC2 ajustado aos valores medidos *in situ*, de acordo com o exposto em 4.5.3 e 4.5.4. Na Tabela 4.11 apresentam-se os valores dos coeficientes utilizados, onde o coeficiente C_1 corrige o valor da extensão de retracção a tempo infinito, o C_2 traduz o seu desenvolvimento ao longo do tempo, o C_3 corrige o valor atingido pelo coeficiente de fluência a tempo infinito e, por último, o C_4 traduz o desenvolvimento da fluência com a duração do carregamento.

Tabela 4.9 – Constantes elásticas relativas ao apoio do tabuleiro nos pilares

Pilar	Kx [kN/m]	Ky [kN/m]	Kz [kN/m]	Krx [kN.m/rad]	Kry [kN.m/rad]	Krz [kN.m/rad]
P1	6.70E+03	6.70E+03	1.10E+07	0	7.00E+07	0
P2	6.70E+03	6.70E+03	1.10E+07	0	7.00E+07	0
P3	9.10E+03	9.10E+03	1.20E+07	0	7.90E+07	0
P4	4.50E+04	4.50E+04	5.80E+07	1.56E+08	3.20E+08	0
P5	4.50E+04	4.50E+04	5.80E+07	1.56E+08	3.20E+08	0
P6	9.10E+03	9.10E+03	1.20E+07	0	7.90E+07	0
P7	6.70E+03	6.70E+03	1.10E+07	0	7.00E+07	0
P8	6.70E+03	6.70E+03	1.10E+07	0	7.00E+07	0

Tabela 4.10 – Caracterização mecânica do betão usado no modelo numérico

Localização		$E_{c(28)}$ GPa	f_{cm} MPa	$\gamma_{betão}$ kN/m ³	
Santarém	Pilares	35.5	42.1	25.5	
	Mastro	Topo	36.6	46.5	25.5
		Base	38.9	56.8	25.5
	Tabuleiro	Núcleo	37.3	49.6	27.5
		Abas	37.0	48.2	27.5
Fecho	Tabuleiro	Núcleo	36.1	44.3	27.5
		Abas	37.5	50.1	27.5
Almeirim	Tabuleiro	Núcleo	37.3	49.2	27.5
		Abas	35.8	43.1	27.5
	Mastro	Topo	36.1	44.2	25.5
		Base	37.3	49.4	25.5
	Pilares		35.7	42.6	25.5

Tabela 4.11 – Coeficientes usados para ajustar as curvas do EC2

C_1	C_2	C_3	C_4
0.806	0.966	1.400	0.742

Os valores do módulo de elasticidade considerados para os aços foram os seguintes: 200 GPa para as armaduras passivas; 195 GPa para as armaduras de pré-esforço aderente; 200 GPa no pré-esforço exterior; e 190 GPa para os tirantes. O valor da tensão de rotura do aço de pré-esforço foi de 1860 MPa.

As perdas de pré-esforço (instantâneas e diferidas) foram calculadas de acordo com a formulação indicada no EC2.

No cálculo das perdas por atrito das armaduras de pré-esforço aderente foi usado um coeficiente de atrito (μ) de 0,20 e um desvio angular parasita por unidade de comprimento (k) de 0,006. Nas perdas por reentrada das cunhas foi usado um valor médio de reentrada de 6 mm para os cabos de ancoragem das armaduras de pré esforço aderente e de 10 mm nos tirantes. Para a determinação das perdas por relaxação dos aços de pré-esforço, estes foram definidos como armaduras de alta resistência pertencentes à classe 2 de relaxação, a qual engloba os aços em fio ou em cordão com baixa relaxação.

4.6.3. Faseamento construtivo

O faseamento construtivo foi definido de acordo com as diferentes fases de execução em obra desde o início da construção da superestrutura, no começo de 1998, até ao retensionamento final dos tirantes que ocorreu após a aplicação das restantes cargas permanentes, em Maio de 2000.

Algumas das operações construtivas foram agrupadas por forma a minorar o número de fases. Assim, o ciclo construtivo de uma aduela foi dividido em cinco etapas:

- i) a betonagem do núcleo central do caixão da aduela;
- ii) a aplicação do pré-esforço, a descofragem da aduela e o avanço do carro de betonagem para a posição seguinte;
- iii) o 1º tensionamento do tirante da aduela;
- iv) a betonagem das abas;
- v) o 2º tensionamento do tirante, a descofragem das abas e o avanço do carro usado na sua betonagem;

As execução das etapas iv) e v) está desfasada de 3 aduelas, ou seja, a betonagem das abas da aduela n-3 ocorre antes do 1º tensionamento do tirante da aduela n, enquanto que o 2º tensionamento do tirante da aduela n-3 ocorre após o tensionamento do 1º tirante da aduela n.

Existe ainda um desfasamento, inferior à duração de um ciclo, entre as duas frentes de betonagem pelo que os ciclos construtivos das aduelas do lado de Santarém e do lado de Almeirim se encontram intercalados no tempo.

A aplicação do pré-esforço de continuidade foi considerada simultânea com a descofragem dos tramos que realizam a continuidade.

Foram definidas 141 fases construtivas onde foram consideradas as acções do peso, das restantes cargas permanentes e do equipamento de construção.

Para o peso próprio do betão incluindo armaduras foi usado um valor de $25,5 \text{ kN/m}^3$ nos pilares e nos mastros, enquanto que para o betão armado aplicado no tabuleiro foi utilizado um peso volúmico de $27,5 \text{ kN/m}^3$, por forma a ter em conta o acréscimo de volume de betão no tabuleiro (Martins, 2000). O peso volúmico do aço dos tirantes foi definido com o valor de $90,0 \text{ kN/m}^3$ já incluindo o peso das bainhas e das ancoragens.

As restantes cargas permanentes foram contabilizadas por cargas distribuídas ao longo do tabuleiro correspondentes à viga de bordadura, aos separadores tipo New Jersey e ao pavimento betuminoso, com os valores de 15,8 kN/m, 11,0 kN/m e 30,0 kN/m, respectivamente. O equipamento de construção do núcleo das aduelas foi simulado pela aplicação, na extremidade da aduela em que estava instalado, de uma força de 596 kN e de um momento de 1388 kNm, enquanto que o cimbra e os moldes para a betonagem das abas foram representados por uma carga distribuída, na aduela em causa, de 14 kN/m.

4.7. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS VALORES MEDIDOS E CALCULADOS

Devido ao elevado número de secções e grandezas observadas seleccionaram-se apenas algumas (Figura 4.29) para as quais se apresenta de seguida a evolução ao longo do tempo obtida por via numérica associada à respectiva evolução medida por intermédio da instrumentação efectuada.

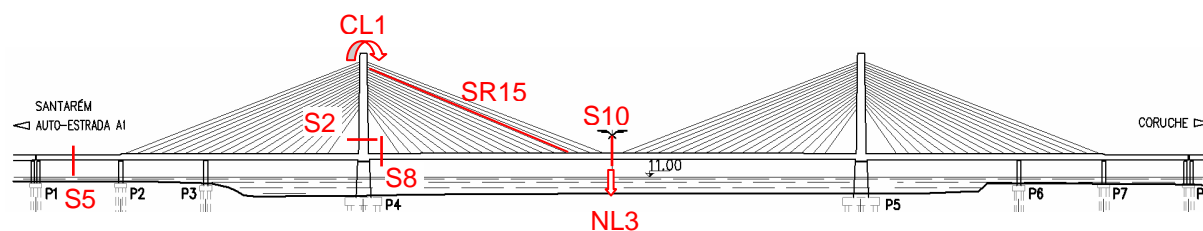


Figura 4.29 – Localização das grandezas interpretadas

Assim, será feita a interpretação dos resultados da evolução das rotações longitudinais no topo do mastro do pilar P4 e dos deslocamentos verticais na secção de meio vão do tramo central. Serão ainda apresentadas as evoluções das extensões no interior do betão numa secção de meio vão de um tramo extremo, não atirantado (S5); numa secção do tramo central próxima do apoio (S8) e na de meio vão (S10); e ainda numa secção do mastro, junto à base (S2).

No que diz respeito à força nos tirantes, apresenta-se o desenvolvimento ao longo do tempo da força no tirante SR15 e também do valor da força instalada em todos os tirantes após a betonagem da aduela de fecho, e após o retensionamento final dos tirantes.

A medição das rotações apenas foi realizada a partir da entrada em serviço da ponte. Assim, e para permitir a comparação dos valores obtidos no cálculo com os valores medidos

em obra, optou-se por fazer a translação das rotações medidas fazendo coincidir o seu zero com o valor obtido no cálculo quando a ponte entrou em serviço. Desta forma, na Figura 4.30, apresenta-se a evolução das rotações do clinómetro CL1, localizado no topo do mastro do pilar P4, desde a fase construtiva comparando-as com as rotações medidas após a entrada em serviço da ponte.

Da análise da Figura 4.30 verifica-se que os valores de cálculo aproximam-se por defeito aos valores medidos, sendo que estes últimos apresentam os efeitos da variação térmica sazonal.

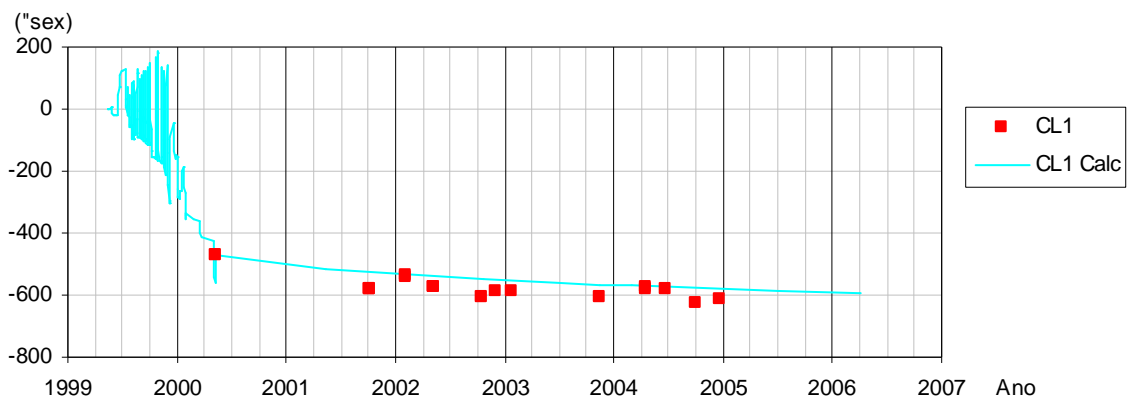


Figura 4.30 – Rotações longitudinais no topo do mastro do pilar P4

Os deslocamentos verticais, como já se referiu em 4.3, são medidos por um sistema de nivelamento hidrostático associado a células de pressão, o qual só foi instalado na estrutura em Dezembro de 2004.

Tal como já havia acontecido nas rotações, optou-se por representar a evolução dos deslocamentos obtidos analiticamente desde a construção, introduzindo os valores medidos com o valor inicial correspondente ao valor médio dos valores de cálculo à data do início do registo das medições.

Na Figura 4.31 está representada a evolução dos deslocamentos verticais na secção de meio vão do tramo central onde é possível identificar o aumento dos valores do deslocamento devido à betonagem das abas da secção central e devido à aplicação das restantes cargas permanentes, bem como a recuperação introduzida pelo retensionamento final dos tirantes.

Como se pode observar, o valor médio dos deslocamentos medidos aproxima-se do valor obtido no cálculo, sendo ainda facilmente visível a influência da variação de temperatura, a qual dá origem a amplitudes de 70 mm devido ao seu efeito sazonal.

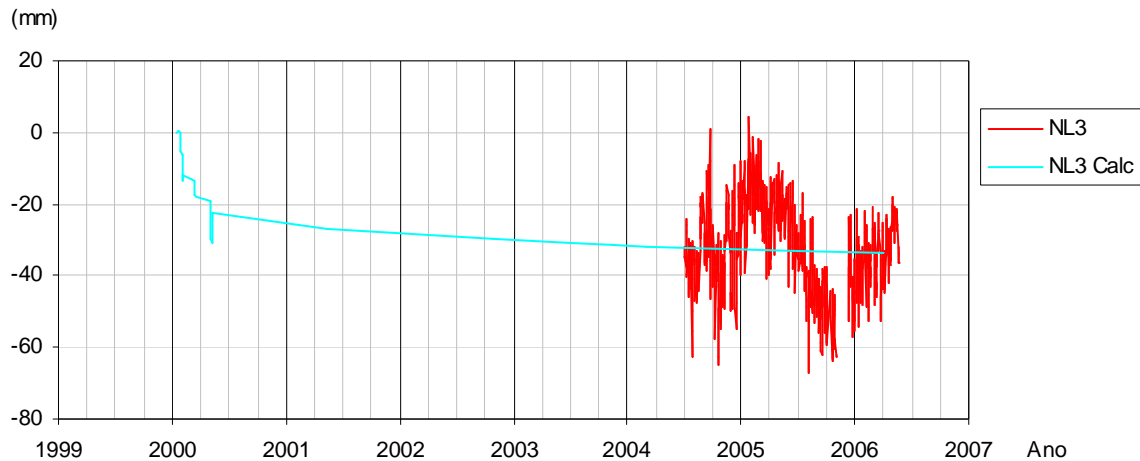


Figura 4.31 – Deslocamentos verticais na secção de meio vão do tramo central

Na Figura 4.32, na Figura 4.33, na Figura 4.34 e na Figura 4.35 apresentam-se a evolução das extensões nas secções S2, S5, S8 e S10, respectivamente. Da análise destas figuras é possível concluir que existe uma boa concordância entre os valores medidos e calculados.

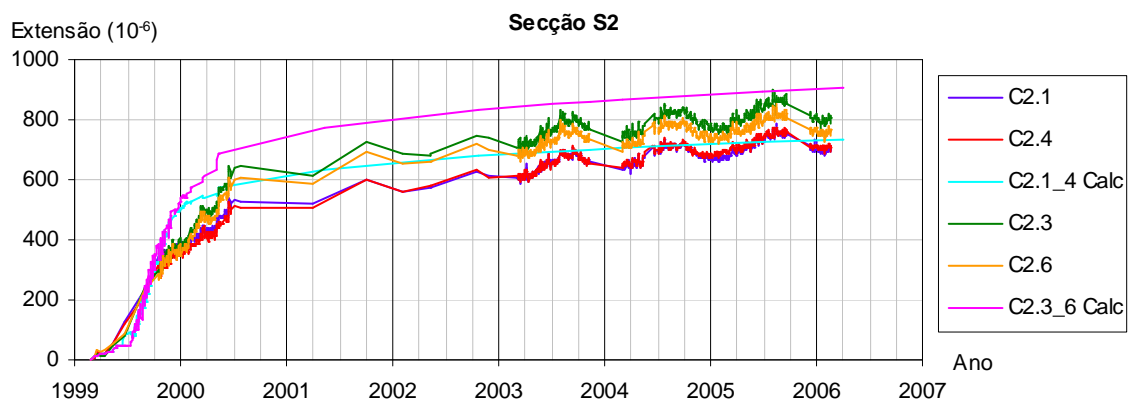


Figura 4.32 – Evolução das extensões numa secção da base do mastro do pilar P4 (S2)

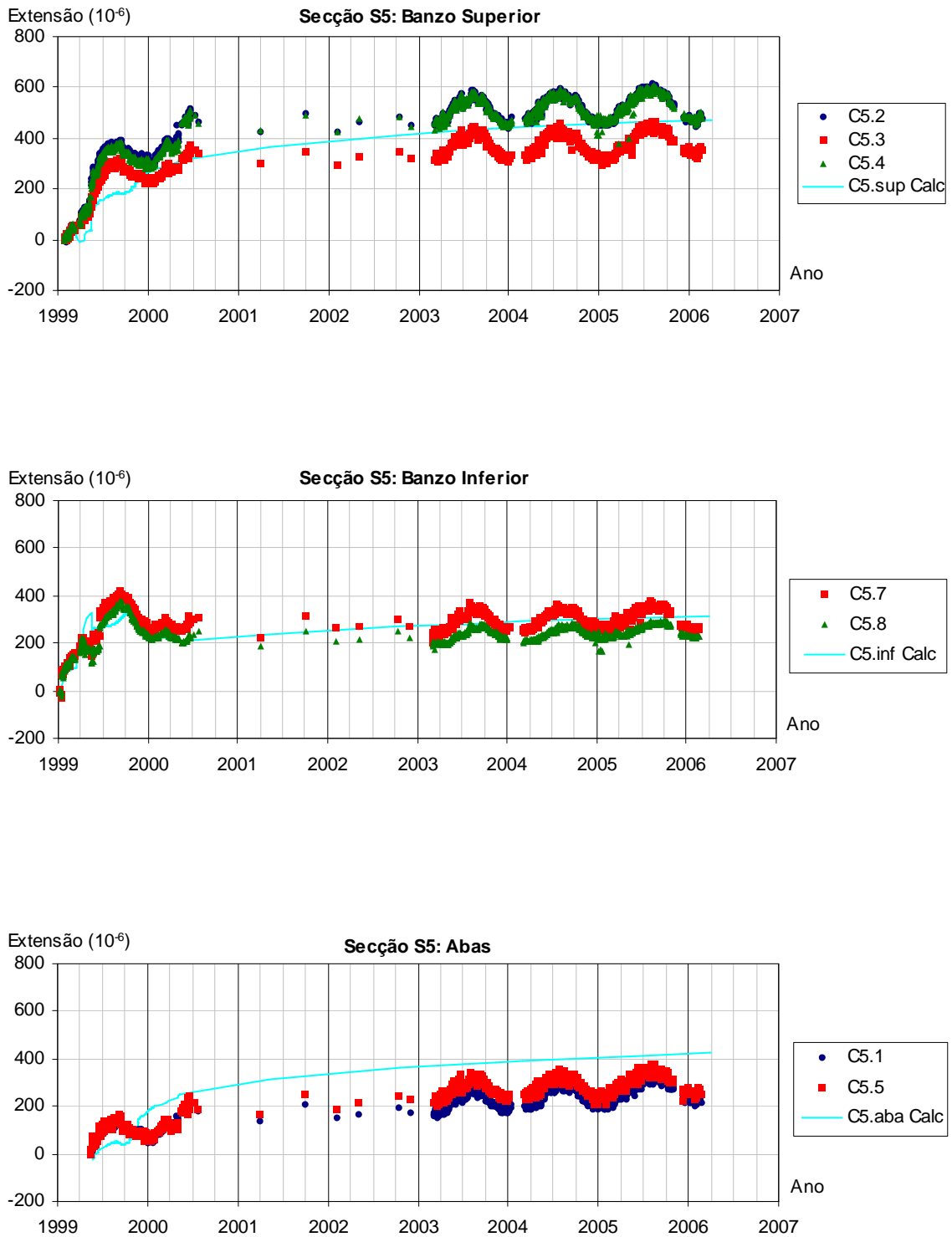


Figura 4.33 – Evolução das extensões na secção S5

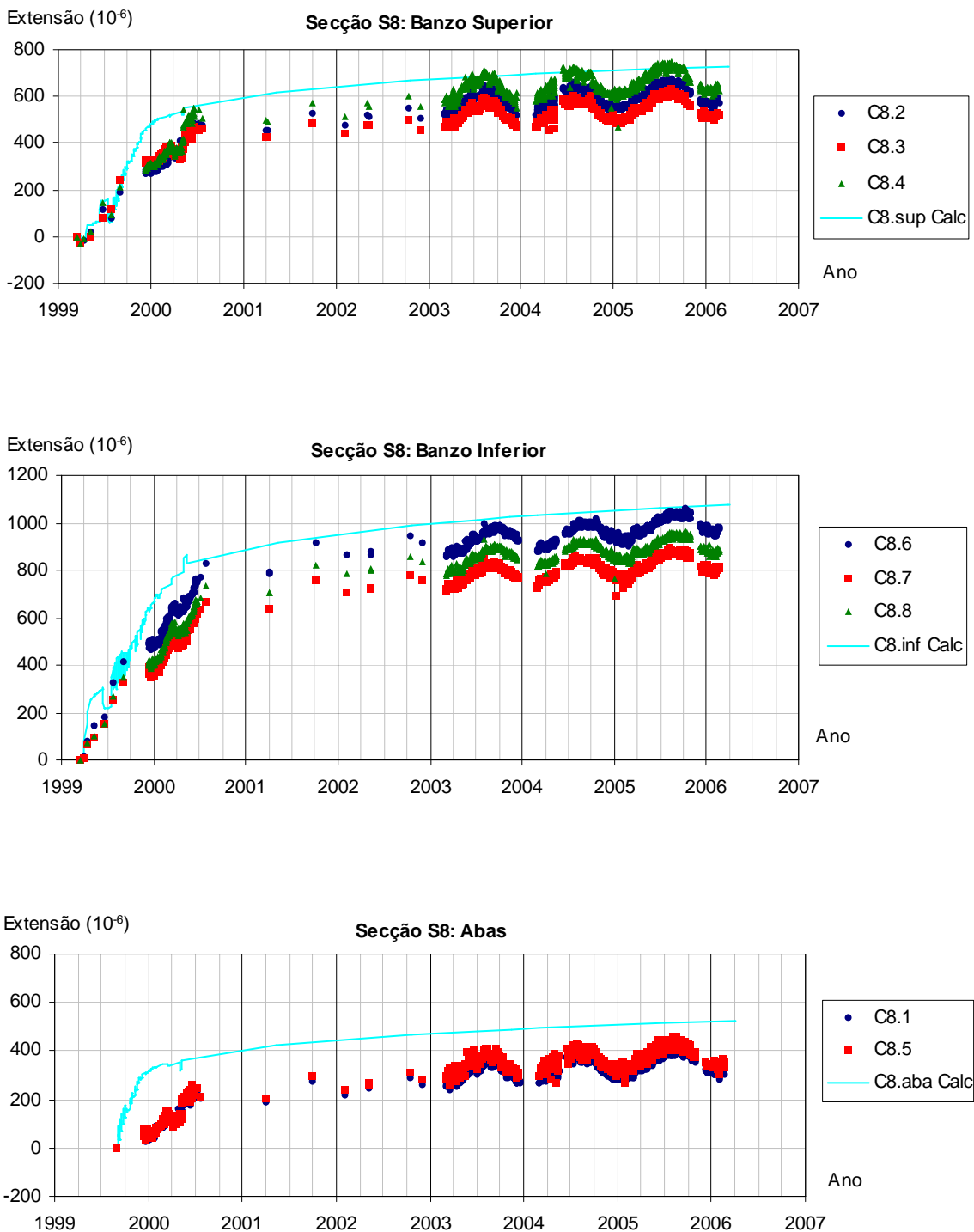


Figura 4.34 – Evolução das extensões numa secção do tabuleiro junto ao apoio P4 (S8)

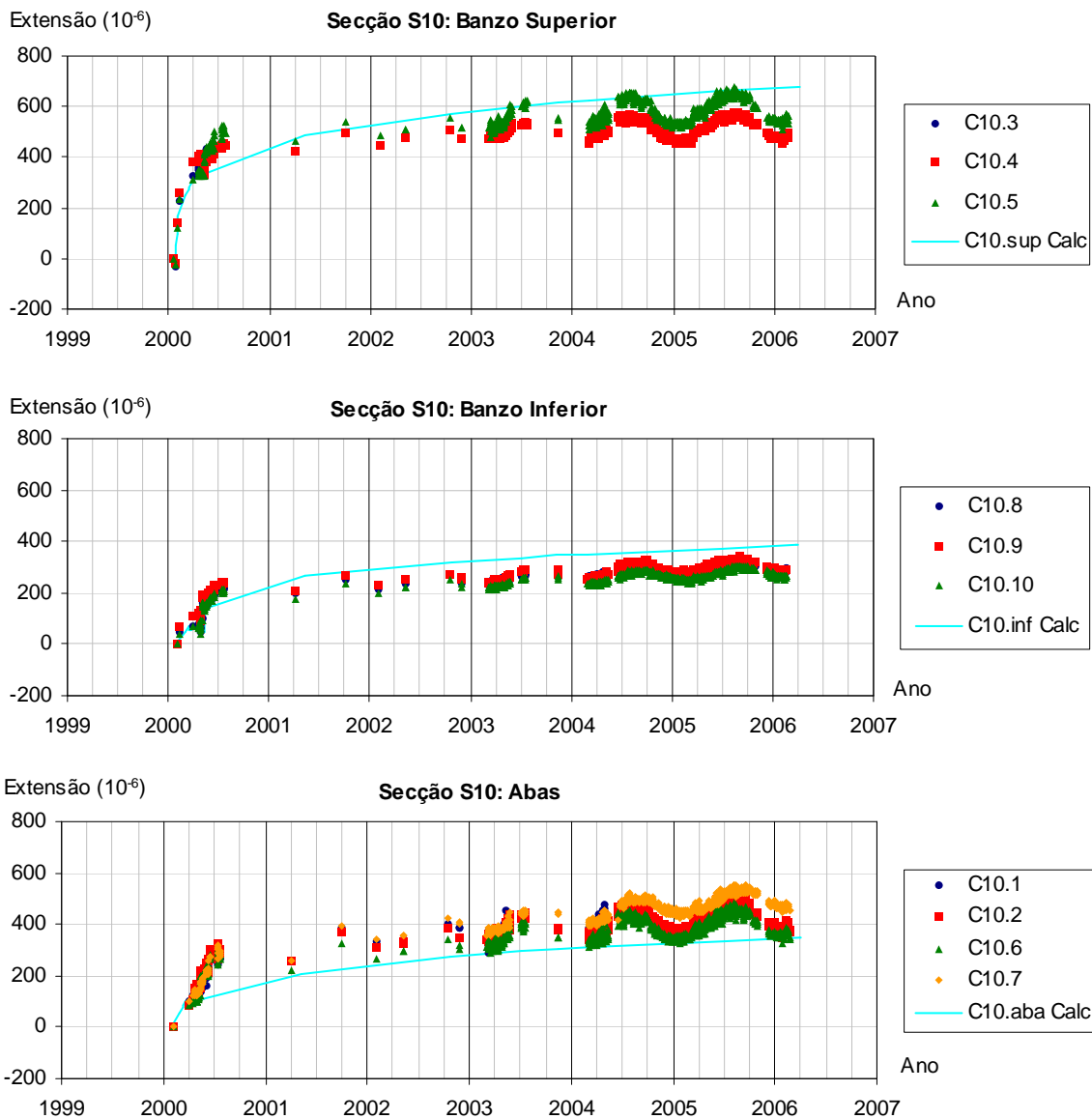


Figura 4.35 – Evolução das extensões na secção do meio vão do tramo central (S10)

Na Figura 4.36 está representada a evolução da força instalada no tirante SR15. Durante a construção foram realizadas medições das forças instaladas nos tirantes as quais apresentavam valores muito próximos dos obtidos no cálculo.

Note-se ainda que, após a entrada em serviço a força instalada nos tirantes é praticamente constante sendo os valores medidos, obtidos por monitorização da força instalada num cordão, desde Julho de 2003, ligeiramente superiores aos obtidos por via numérica.

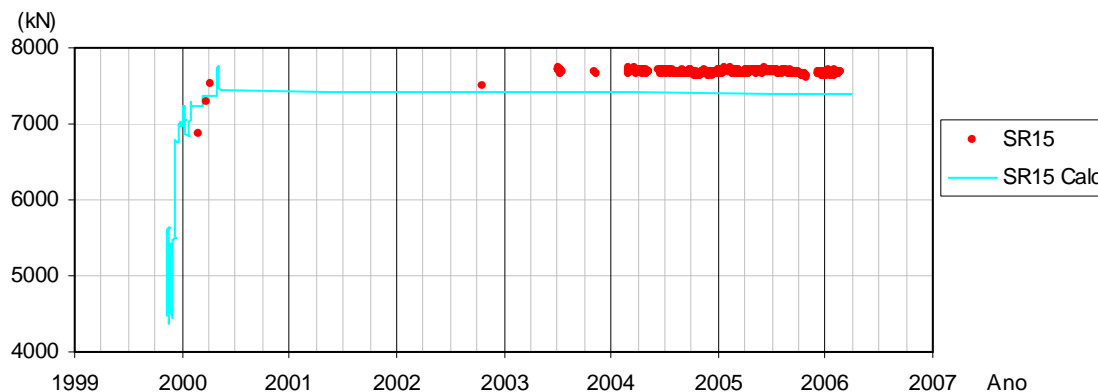


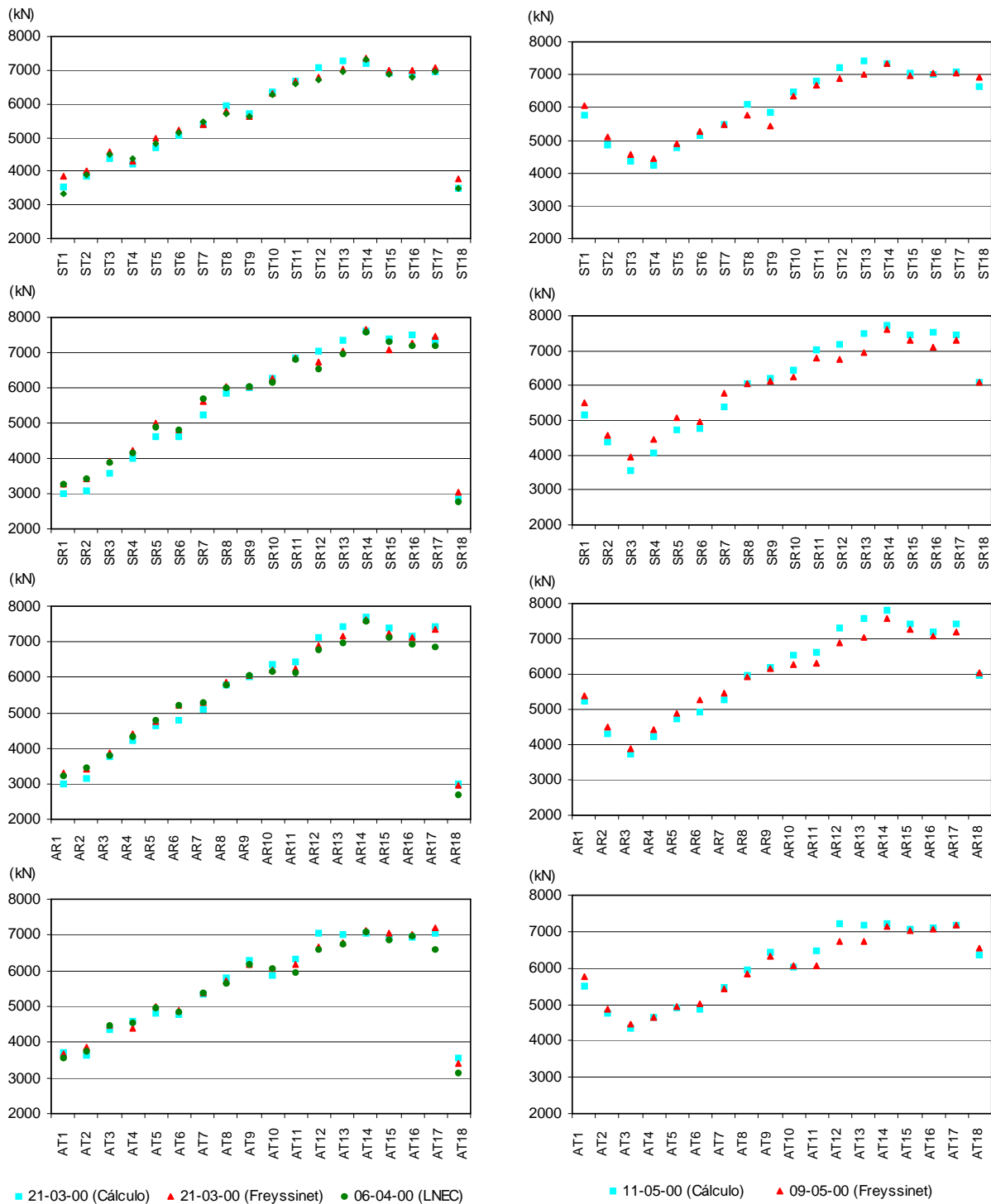
Figura 4.36 – Força instalada no tirante SR15

Apresenta-se na Figura 4.37 os valores das forças instaladas nos tirantes após a betonagem da aduela de fecho (a), e após o retensionamento final dos tirantes (b). Pela sua análise é possível constatar a boa concordância entre os valores de cálculo e os valores medidos, tendo-se obtido um erro máximo relativo de 11%, sendo o seu valor médio de 3%.

Na Figura 4.37-a é ainda possível observar a coerência dos resultados obtidos na medição das forças instaladas nos tirantes através de dois métodos distintos. O primeiro, realizado pela empresa responsável pela colocação e tensionamento dos tirantes (*Freyssinet*), efectuando a sua pesagem com um macaco hidráulico, enquanto que no segundo método, realizado pelo LNEC, a força de cada tirante foi estimada a partir da medição da sua frequência natural de vibração, com base na teoria das cordas vibrantes (Rodrigues, 2000).

Em termos gerais, pode concluir-se que a modelação numérica desenvolvida constitui uma boa aproximação do comportamento estrutural real, apesar de todos os factores que podem influenciar a sua resposta, nomeadamente a variabilidade dos efeitos diferidos do betão, e a complexidade do processo construtivo.

Desta forma, é possível utilizar o modelo desenvolvido no controlo da monitorização, sendo particularmente útil na definição dos níveis de alarme.



(a) após a betonagem da aduela de fecho, em 21 de Março de 2000

(b) após o retensionamento final dos tirantes, em 11 de Maio de 2000

Figura 4.37 – Forças instaladas em todos os tirantes durante a construção

4.8. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DESENVOLVIDA

4.8.1. Validação de dados

Como já foi referido anteriormente, a validação de dados é indispensável num sistema de monitorização, permitindo a detecção de eventuais anomalias na medição e reduzindo o risco de perda de dados por forma a facultar registos de leituras que possam ser posteriormente interpretados.

De entre os diversos métodos estudados foi escolhido o método Z-score modificado por se tratar de um método bastante robusto dado que os seus parâmetros são pouco influenciados pela presença de valores anómalos, sendo adequado ao tipo de distribuição dos dados resultantes da monitorização.

Apresenta-se de seguida um exemplo de aplicação das técnicas de validação dos dados provenientes do sistema de nivelamento hidrostático, instalado no vão central da ponte Salgueiro Maia para a medição de deslocamentos verticais (Marecos, 2006). Os deslocamentos identificados como NL2 e NL4 estão situados a quarto de vão enquanto que os deslocamentos NL3 são medidos a meio vão do tramo central.

Como se pode observar pela análise da Figura 4.38 a resposta da estrutura apresenta alguma flutuação devido à sua elevada flexibilidade, característica das pontes de tirantes, mas também devido ao método utilizado na medição dos deslocamentos. O sistema de nivelamento hidrostático pode ser afectado por factores externos, como o tráfego, o qual pode ser responsável pela introdução de vibrações na água que está no interior do tubo, perturbando a medição que está a ser efectuada pela célula de pressão.

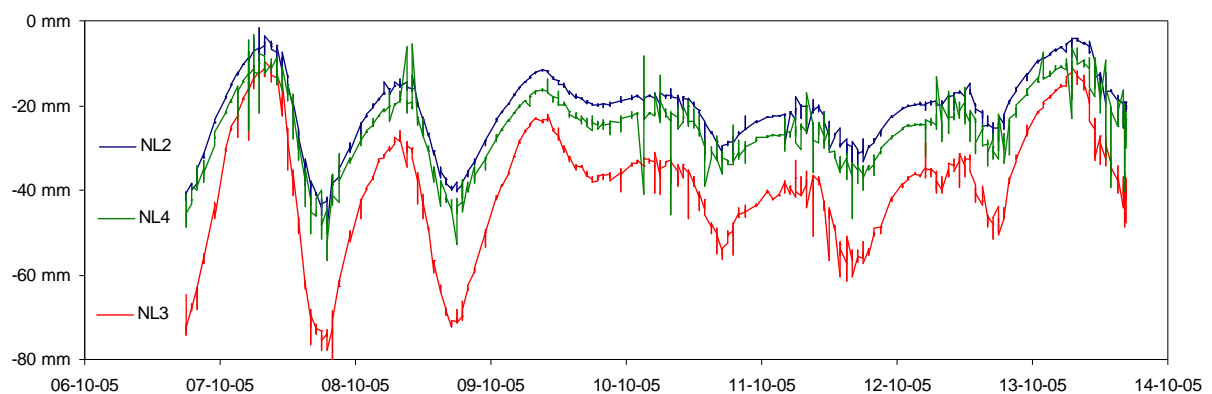


Figura 4.38 – Deslocamentos Verticais (dados brutos)

A aplicação dos métodos de análise a estes dados poderia originar o accionamento indevido de alarmes como resultado do ruído existente nos dados registados.

Na validação dos dados foi usada a equação (4.16) aplicada a amostras de seis elementos pelo que se usou um factor multiplicativo correctivo para populações finitas $c_n=0.992$ (ver Tabela 3.2).

$$Z_i^* = \frac{|x_i - \bar{x}|}{S_n} \quad (4.16)$$

com,
$$S_n = c_n \cdot 1.1926 \cdot \text{mediana}_i(|\text{mediana}_j|x_i - x_j|) \quad (4.17)$$

Os elementos da amostra foram identificados como valores extremos ou isolados sempre que o seu valor Z_i^* era superior ao valor crítico $z(n,\alpha)=1.944$, definido para uma amostra de 6 elementos e para um intervalo de confiança de 99% (ver Tabela 3.1).

Das 500 amostras de 6 elementos analisadas e representadas na Figura 4.38, em aproximadamente 150 não foi detectada a presença de valores anómalos, em cerca de 250 foi identificado um único valor extremo e em menos de uma centena foram assinalados dois valores extremos.

Verificou-se que na maioria das amostras onde foram identificados dois valores extremos, estes correspondiam a amostras cuja dispersão era muito baixa, ou seja todos os valores eram muito próximos entre si, o que dava origem a uma valor de Z_i^* muito elevado, uma vez que este parâmetro é inversamente proporcional a Z_i^* .

Assim, nestes casos, o terço de valores extremos detectados na amostra não está directamente associado a uma contaminação da amostra, a qual implicaria a realização de novas leituras. Para evitar este tipo de situações, que teriam de ser analisadas caso a caso inviabilizando uma análise automatizada, considerou-se que o método de identificação dos valores extremos apenas é aplicado quando a diferença entre o máximo e o mínimo da amostra seja superior a um valor previamente definido em função da grandeza em análise.

No presente caso, onde se acompanha a evolução dos deslocamentos, a amostra considerou-se automaticamente validada sempre que a diferença entre os valores máximo e mínimo fosse inferior a 1 mm, o que se traduz na validação imediata de cerca de 30% das amostras registadas.

As restantes amostras foram então submetidas à validação atrás descrita podendo a eficácia do método utilizado ser comprovada pela análise da Figura 4.39 onde se apresentam os deslocamentos verticais obtidos a partir da mediana dos elementos restantes da amostra após a remoção dos valores extremos.

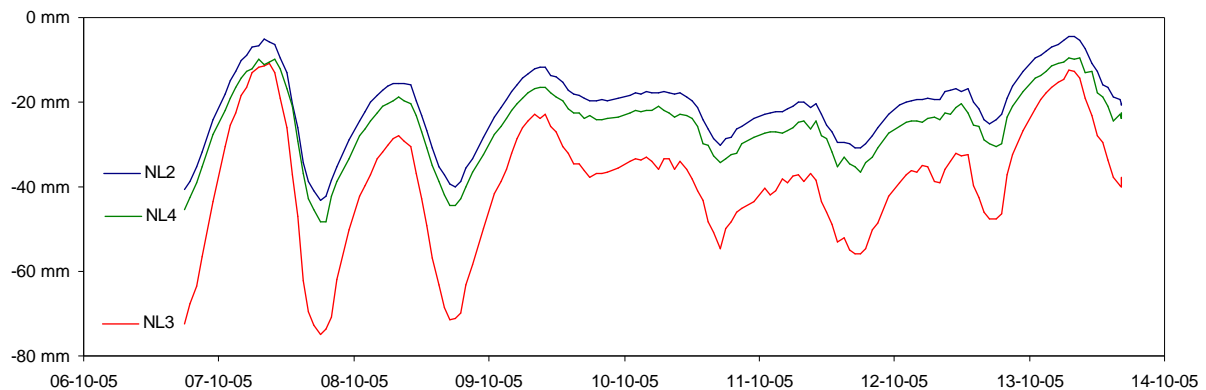


Figura 4.39 – Deslocamentos Verticais (mediana dos dados validados)

4.8.2. Selecção de variáveis de controlo

Na selecção das variáveis de controlo importa conhecer a importância que cada grandeza tem na representação do comportamento global da estrutura. Para tal foram simuladas anomalias estruturais e avaliada a resposta dos diversos sensores que constituem o sistema de monitorização.

Simulou-se neste exemplo o corte de tirantes, recorrendo ao modelo numérico atrás descrito para determinar a resposta da estrutura. Os resultados obtidos são apresentados nos gráficos seguintes que traduzem as variações da grandeza em causa em relação à medição do sensor em análise à data da introdução da anomalia.

Optou-se por representar o corte de tirantes (Figura 4.40 à Figura 4.44) de uma forma idêntica ao método utilizado nas linhas de influência sendo a carga rolante substituída pela supressão de um tirante. Para facilidade de representação apresenta-se como base o alçado da ponte sendo a variação registada num sensor, devido à remoção de um tirante, representada por meio de um ponto com a mesma abcissa do nó de ligação ao tabuleiro do tirante removido.

A data da simulação da anomalia foi escolhida aleatoriamente, correspondendo ao dia 2006-04-01, os valores iniciais das diversas grandezas, apresentados na legenda dos

gráficos, foram determinados tendo como referência o valor registado no modelo numérico à data em que o sensor entrou em funcionamento.

A variação da força dos tirantes instrumentados por influência da simulação do corte de tirantes encontra-se representada na Figura 4.40.

Verifica-se uma variação da ordem dos 5% a 10% na força instalada nos tirantes quando são removidos os tirantes na sua proximidade. Os tirantes mais longos são ainda afectados quando se eliminam os tirantes amarrados do lado oposto do mastro, no entanto não se verificam alterações na força instalada nestes tirantes quando são retirados os tirantes mais curtos.

É de notar que quando se elimina um tirante de um dos mastros a variação de força regista-se principalmente nos tirantes amarrados ao mesmo mastro, sendo quase nula a contribuição dos tirantes amarrados no outro mastro para a redistribuição das forças.

Na Figura 4.41 observa-se que os deslocamentos verticais do vão central são muito afectados pela remoção dos tirantes, com excepção dos tirantes mais curtos.

Considerando os deslocamentos iniciais apresentados no gráfico que, como já foi referido, estão calculados em relação à data da colocação do sistema de nivelamento hidrostático em Dezembro de 2004, as variações são 20 a 30 vezes superiores ao valor inicial. No entanto, e mesmo tendo em conta o deslocamento acumulado a meio vão desde o início da entrada em serviço da ponte que é cerca de 10 mm, a variação dos deslocamentos por remoção dos tirantes é ainda assim 2 a 6 vezes superior.

Observando os gráficos da Figura 4.42, onde é possível visualizar o efeito do corte de tirantes nas rotações, conclui-se que é possível identificar alterações muito significativas

Os clinómetros localizados no topo dos mastros registam variações de rotação que chegam a duplicar ou até mesmo quadruplicam as rotações iniciais quando são removidos os tirantes mais longos.

No que diz respeito aos clinómetros instalados no tabuleiro junto aos pilares que, na ausência de anomalias na estrutura, praticamente não apresentam variação de rotações, manifestam rotações elevadas quando são eliminados os tirantes do lado Terra.

Os clinómetros do vão central do tabuleiro são afectados pela quase totalidade dos tirantes removidos. Chama-se ainda a atenção que como já acontecia nos clinómetros junto aos pilares, o clinómetro CL6 a meio vão, tem rotações praticamente nulas na estrutura original, pelo que qualquer variação medida é facilmente identificada.

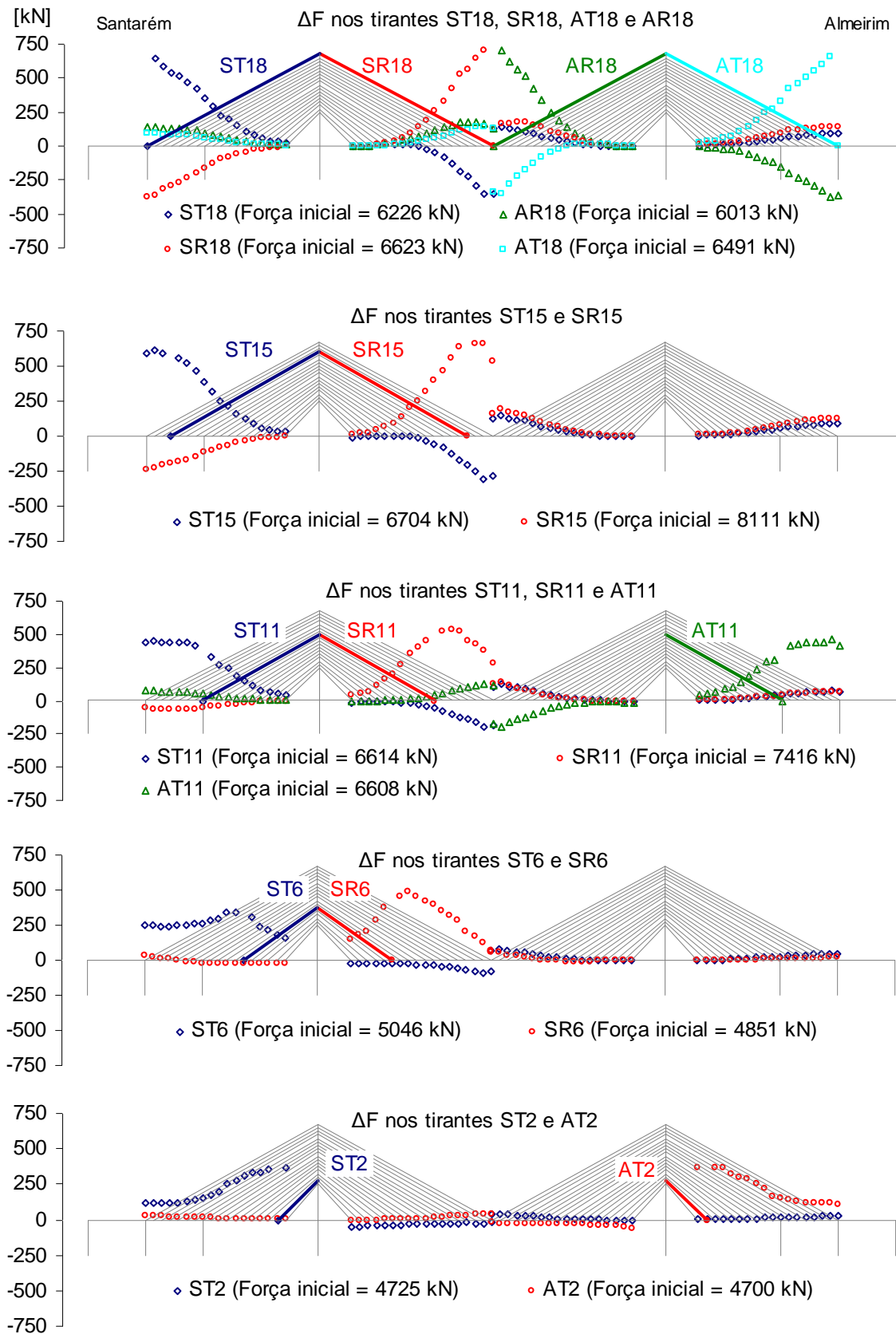


Figura 4.40 – Variação da força nos tirantes instrumentados devido à remoção de tirantes

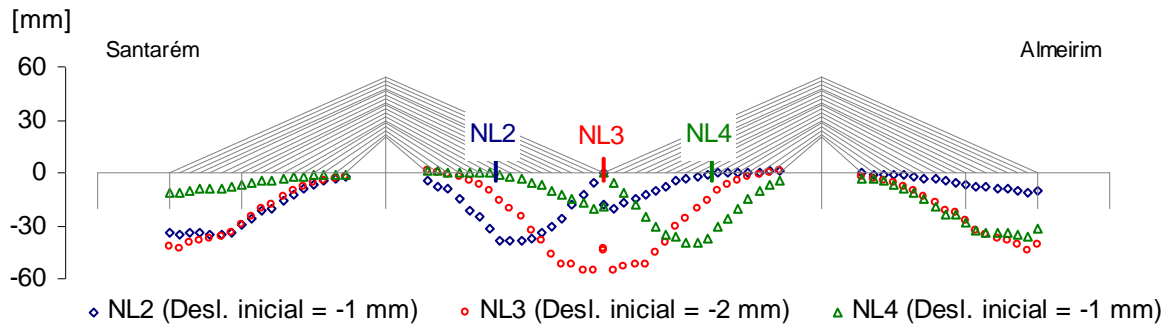


Figura 4.41 – Variação dos deslocamentos verticais do tabuleiro devido à remoção de tirantes

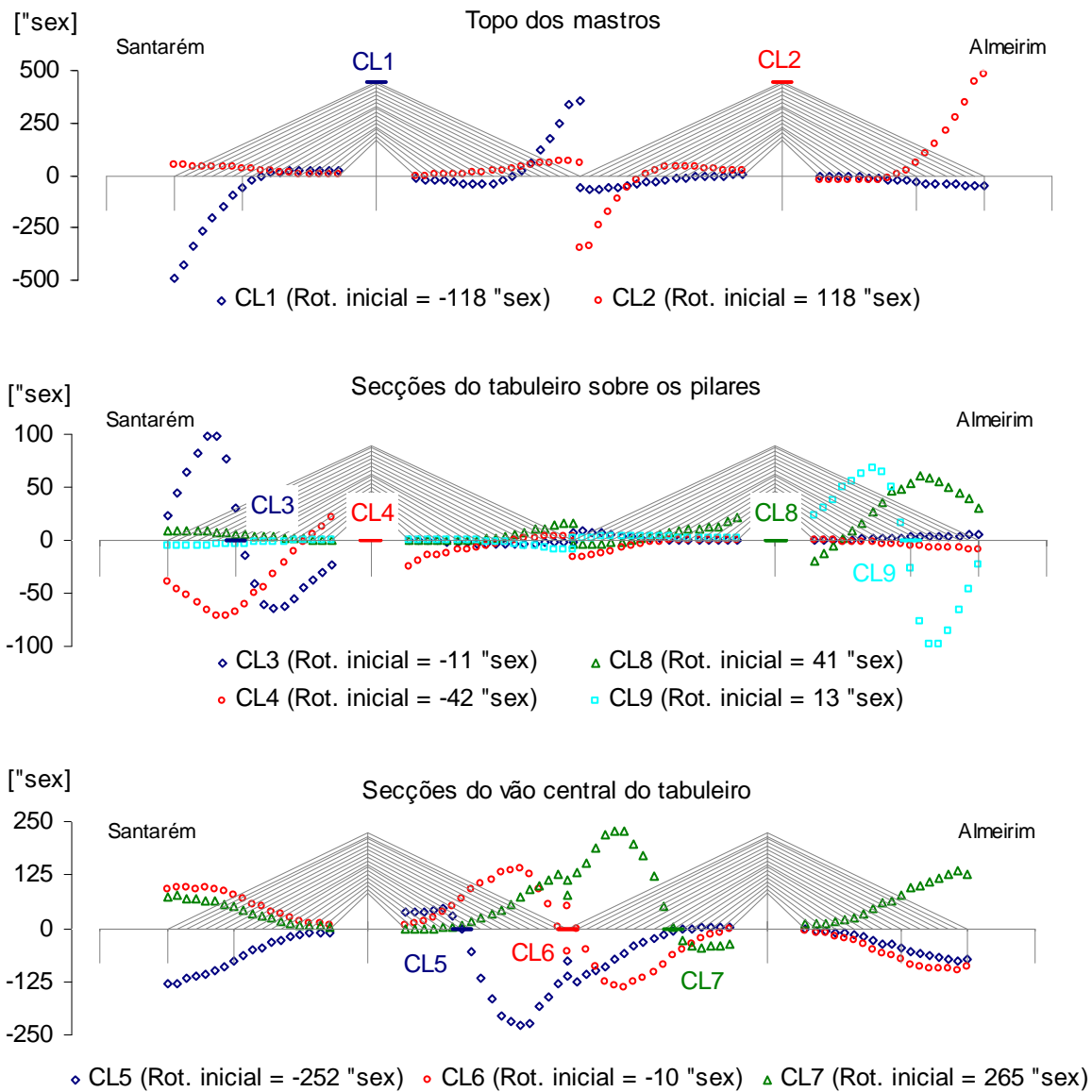


Figura 4.42 – Variação das rotações devido à remoção de tirantes

Da análise da Figura 4.43 é possível observar que o corte dos tirantes mais longos é facilmente detectado pelas secções no topo dos mastros, enquanto que a eliminação dos tirantes mais curtos é identificada, ainda que com menor evidência, pela variação das extensões nas secções localizadas na base do mastro. É ainda notório que o corte de um tirante do mastro do pilar P4 não tem qualquer reflexo nas secções do mastro do pilar P5 e vice-versa pelo que, o seu comportamento é distinto para cada um dos lados da ponte, tomando como eixo o meio vão central.

Nos gráficos da Figura 4.44, onde estão representadas as variações de extensão que ocorrem nas secções instrumentadas no tabuleiro, verifica-se que apenas é possível identificar variações significativas quando o tirante removido se encontra numa zona muito próxima da secção em análise. Desta forma pode-se concluir que a medição das extensões nas secções do tabuleiro fornece apenas informação muito localizada, não contribuindo por isso de forma preponderante para uma avaliação global imediata, devendo estas medições ser tidas em conta numa fase posterior à detecção da anomalia ajudando na sua melhor caracterização.

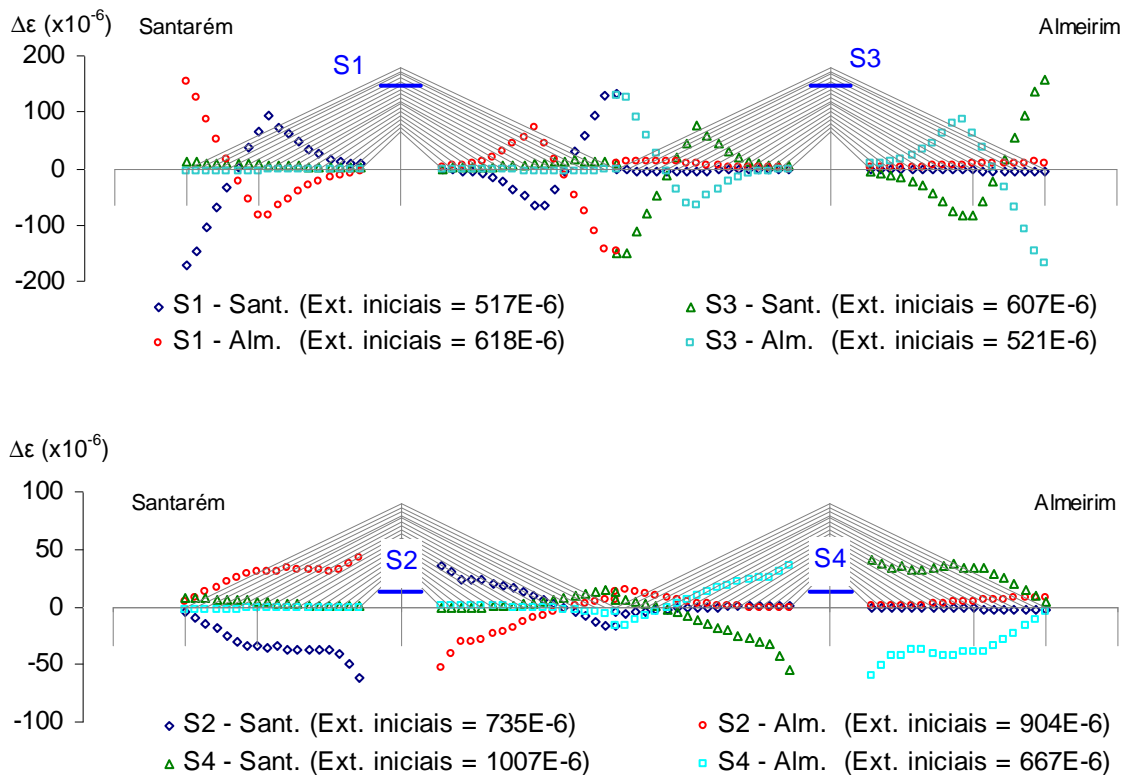


Figura 4.43 – Variação das extensões nas secções dos mastros devido à remoção de tirantes

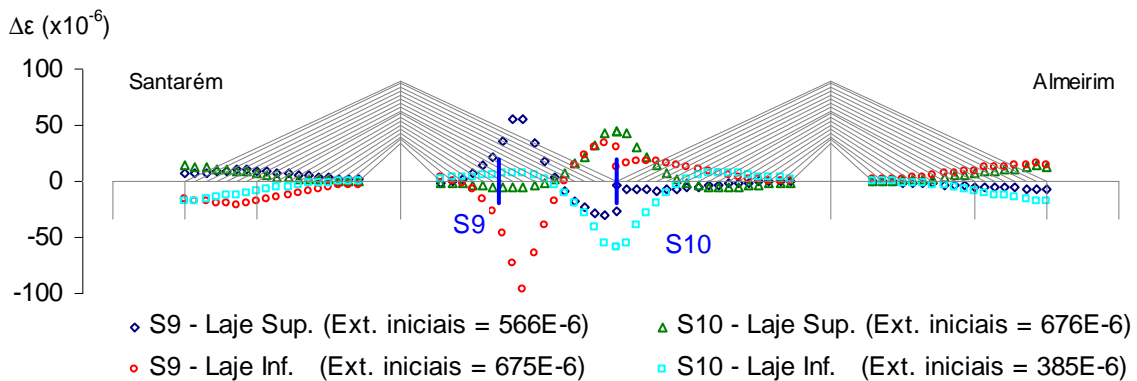
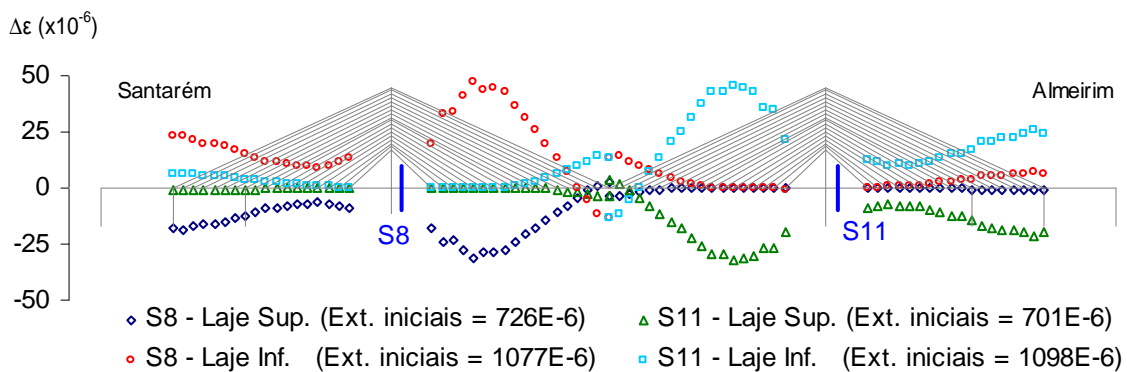
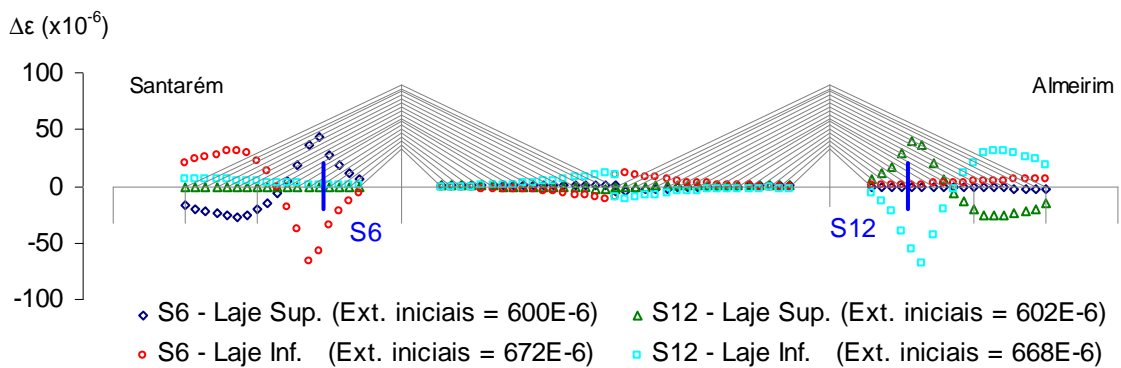
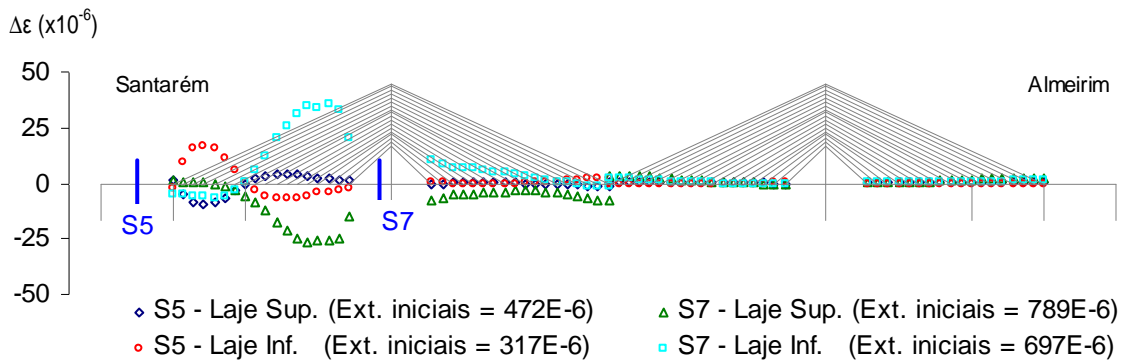


Figura 4.44 – Variação das extensões nas secções do tabuleiro devido à remoção de tirantes

Atendendo à análise efectuada, tendo em conta a simulação de uma anomalia, seleccionam-se para variáveis de controlo da Ponte Salgueiro Maia:

- os deslocamentos verticais no meio vão central;
- as rotações no topo dos mastros e no tabuleiro, junto aos pilares P3 e P6 e na secção do meio vão central;
- as forças instaladas nos tirantes SR18, AR18, AT11, ST6, SR6 e AT2.

Devido ao carácter pouco global das extensões do betão, estas não foram consideradas para variáveis de controlo, devendo, como já foi referido anteriormente, ser usadas para a melhor caracterização de uma zona específica após a detecção de uma divergência nos valores medidos por estas variáveis.

Chama-se contudo a atenção para o facto de, à data da elaboração desta dissertação, a medição das rotações ainda ser efectuada com recurso a clinómetros mecânicos e, conseqüentemente, com aquisição manual. Até que sejam instalados sensores que permitam a aquisição automática das rotações, será conveniente que sejam usadas as extensões nas secções S1, S3, S8 S9 e S10 como variáveis de controlo.

Para além deste conjunto de variáveis devem também ser monitorizadas em permanência as condições atmosféricas, nomeadamente a temperatura, para contabilizar o seu efeito nas medições obtidas pelos sensores em análise.

Tendo em conta que os fenómenos diferidos do betão, retracção e fluência, já se encontram devidamente caracterizados por curvas teóricas ajustadas às curvas experimentais, não se julga necessário considerar directamente os valores das extensões medidas nos provetes compensadores termo-higrométricos e de fluência, para considerar a influência destes fenómenos na resposta da estrutura avaliada pelas variáveis de controlo.

Assim, na modelação numérica devem ser utilizados os coeficientes, determinados em 4.5.3 e 4.5.4, na simulação do efeito da retracção e da fluência, devendo a sua aplicabilidade ser comprovada periodicamente pelas leituras provenientes dos provetes *in situ*.

4.8.3. Alarmes

4.8.3.1. Generalidades

Os métodos propostos para a definição de um sistema de alarme são aqui exemplificados para uma das variáveis de controlo, os deslocamentos verticais.

Os níveis de alarme foram estabelecidos tendo como base a informação proveniente:

- do processamento estatístico dos dados originários da monitorização, por forma a considerar o efeito da temperatura;
- da actuação das sobrecargas regulamentares, contabilizando o efeito do tráfego;
- do modelo numérico, que considerou o comportamento diferido dos materiais, a sequência construtiva e o efeito das cargas permanentes e da temperatura;

4.8.3.2. Efeito da temperatura

Para avaliar o efeito da temperatura nos deslocamentos, foi analisada a correlação existente entre a temperatura do ar, medida junto à secção de meio vão, e os deslocamentos verticais, registados através do sistema de nivelamento hidrostático.

A Figura 4.45 mostra que esta correlação não é directa, ou seja, os picos de temperatura não coincidem com os picos dos deslocamentos, o que é justificado pela inércia térmica das estruturas de betão.

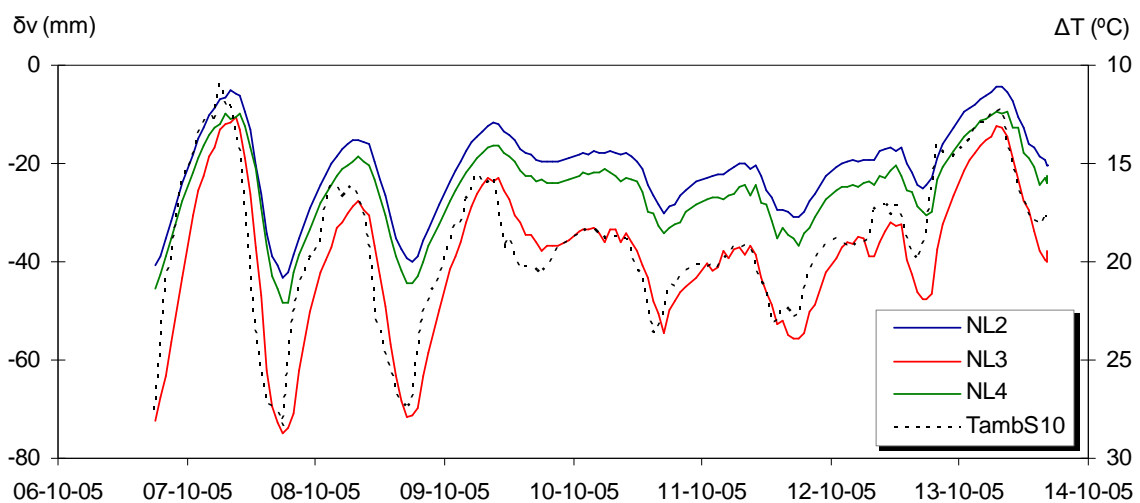


Figura 4.45 – Deslocamentos verticais *versus* temperatura ambiente (leituras horárias)

Para determinar qual o desfasamento existente entre a temperatura ambiente e os deslocamentos verticais foi estudado o historial de registos destas duas grandezas e calculado o valor médio do coeficiente de determinação para desfasamentos de 0, 1, 2 e 3 horas. Foram ainda estudadas três situações em que se consideravam os registos dos últimos 1, 3, 7 e 14 dias para o cálculo do referido coeficiente.

Na Tabela 4.12 apresentam-se os resultados qualitativos da correlação para as 16 combinações estudadas. Da sua análise verifica-se que a melhor correlação é obtida para desfasamentos de 1 e 2 horas e para um historial de 1 dia ou de 3 dias de leituras.

Tabela 4.12 – Correlação entre os deslocamentos verticais e a temperatura ambiente

Historial	Desfasamento			
	0h	1h	2h	3h
1 dia	+	++++	++++	++
3 dias	+	+++	++++	+
7 dias	+	+++	+++	+
14 dias	+	++	++	+

+ mau ++ médio +++ bom ++++ muito bom

Analisando agora o contributo do historial de leituras na estimativa do deslocamento, apresentam-se na Tabela 4.13 os resultados, mais uma vez qualitativos, do somatório do quadrado das diferenças entre os valores estimados e os valores reais. Desta tabela é possível concluir que o historial de apenas um dia de leituras, apesar de apresentar um bom coeficiente de correlação, não fornece a informação necessária para estimar correctamente os deslocamentos, sendo mais fiável a utilização das leituras dos últimos três dias.

Tabela 4.13 – Somatório do quadrado das diferenças entre os deslocamentos verticais estimados e os reais

Historial	Desfasamento			
	0h	1h	2h	3h
1 dia	+	+	+	+
3 dias	++	++++	++++	++
7 dias	++	+++	+++	++
14 dias	+	+	+	+

+ mau ++ médio +++ bom ++++ muito bom

Assim, para estimar o valor do deslocamento em função da temperatura optou-se por usar uma função linear, dependente da temperatura registada 1 hora antes e 2 horas antes da leitura do deslocamento em análise, de acordo com a equação (4.18). Os valores dos coeficientes m_1 , m_2 e b são determinados recorrendo ao método dos mínimos quadrados usando o historial de leituras das últimas 72 horas.

$$\delta_{\text{estimado}}(t) = m_1 \cdot T(t-1) + m_2 \cdot T(t-2) + b \quad (4.18)$$

com, t em horas, $T(t)$ = temperatura no instante t .

4.8.3.3. Efeito do tráfego

Ao considerar o efeito do tráfego na ponte há que contabilizar por um lado o seu efeito estático e por outro o seu efeito dinâmico.

Como os dados provenientes da monitorização são validados antes de serem sujeitos ao controle por parte do sistema de alarmes, os efeitos dinâmicos de uma sobrecarga provocada pelo tráfego são desta forma eliminados.

No entanto é ainda necessário considerar o efeito estático, ou quase estático, do tráfego, devido, por exemplo, à imobilização de um veículo na ponte ou ao congestionamento de uma via, obrigando a uma marcha mais lenta. Este efeito vai traduzir-se num acréscimo de carga com repercussões nos valores medidos na instrumentação instalada na ponte.

Ao modelo numérico foram aplicadas as sobrecargas regulamentares para pontes rodoviárias e foram calculados os deslocamentos verticais da estrutura, correspondentes à sua actuação nas posições mais desfavoráveis.

Deste estudo verificou-se que a actuação da carga uniformemente distribuída em conjunto com a carga transversal com distribuição linear e uniforme conduziu a um deslocamento máximo de 25 cm no sentido descendente, cerca de três vezes superiores ao obtido com a actuação do veículo tipo. Os deslocamentos ascendentes foram inferiores a 1 cm em ambas as situações de sobrecarga.

4.8.3.4. Definição dos níveis de alarme

Foram definidos dois níveis de alarmes, o nível de aviso e o nível de alerta.

Os limites do intervalo do nível de aviso foram determinados em função do valor do deslocamento estimado de acordo com a equação (4.18) acrescidos de uma margem de incerteza.

Optou-se por considerar uma margem de incerteza variável em função da amplitude máxima dos deslocamentos o que implica uma redução da largura do intervalo esperado quando a variação térmica diária é menor.

Aplicando uma margem de 20% da amplitude máxima registada na última semana, obtiveram-se os limites para o nível de aviso, os quais estão representados na Figura 4.46.

Esta margem de incerteza traduz-se num valor máximo de aproximadamente 8 mm para os deslocamentos de quarto de vão e de 12 mm nos de meio vão.

Desta forma, mesmo nas situações onde se aplica a margem máxima, apenas não se consegue detectar o corte dos tirantes mais curtos (ST4, ST3, ST2, ST1, SR1 e SR2, e os seus homólogos do lado de Almeirim) que eram aqueles que apresentavam menor variação de deslocamentos (ver Figura 4.41).

Na definição do nível de alerta, para além do efeito da temperatura já usado na determinação dos limites para o nível de aviso, considerou-se também o efeito da sobrecarga na ponte.

Contabilizou-se então para a definição do nível de alerta, um acréscimo, em relação ao nível de aviso, correspondente a 20% da sobrecarga devido à actuação do veículo tipo, a qual equivale ao valor reduzido da sobrecarga para as combinações quase permanentes.

Os limites correspondentes ao nível de alarme estão representados na Figura 4.46. Da análise desta figura verifica-se que o limite superior do nível de alarme é praticamente coincidente com o limite superior definido para o nível de aviso, facto que é justificado pelo efeito reduzido da sobrecarga na elevação do vão central do tabuleiro.

Importa no entanto salientar que, o estudo da evolução horária dos deslocamentos verticais, nos moldes em que aqui é efectuada, ou seja, através da definição de um intervalo de valores esperados determinado a partir de um histórico de leituras, apenas permite detectar variações bruscas não sendo possível identificar tendências que traduzam um desvio progressivo do comportamento previsto.

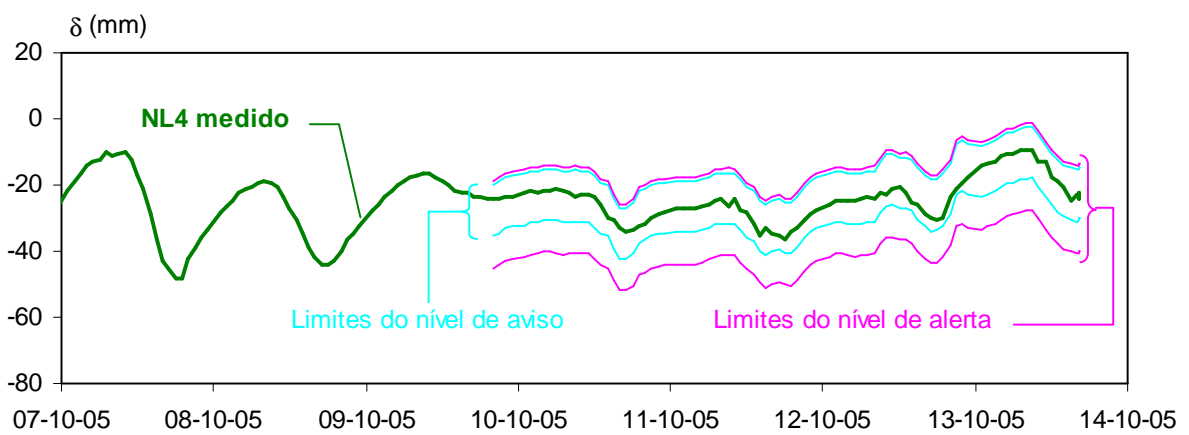
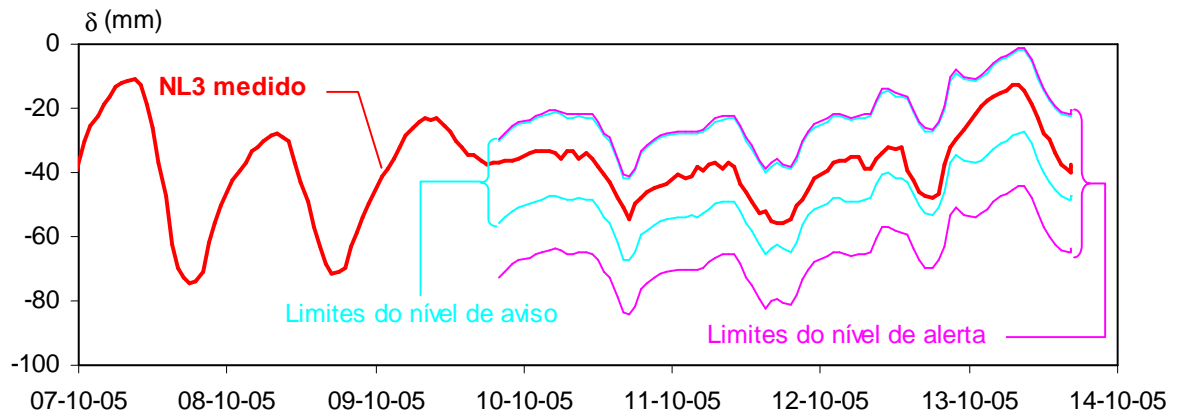
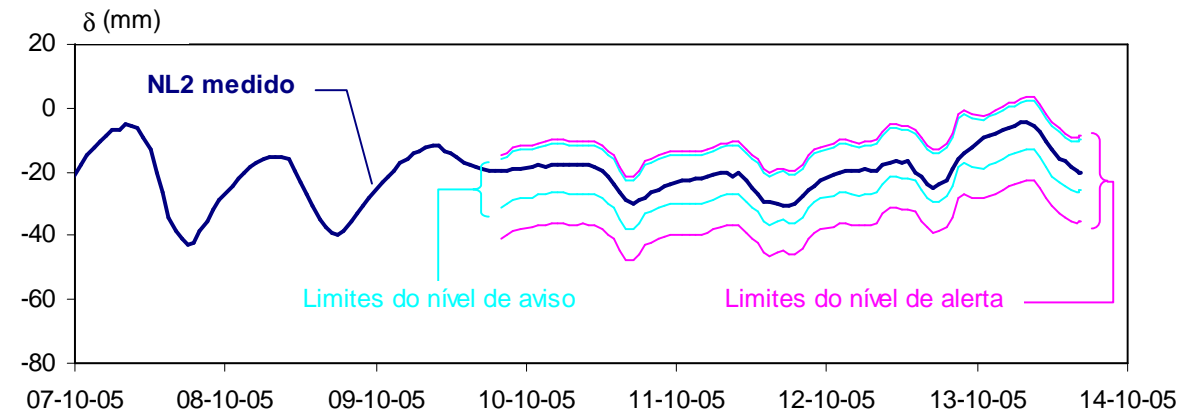


Figura 4.46 – Deslocamentos verticais (leituras horárias) e intervalos estimados para os níveis de aviso e de alerta

Para detectar este tipo de divergências foram utilizados os valores previstos para os deslocamentos a partir do modelo numérico. O efeito térmico apenas foi considerado a partir da data em que foram instalados na ponte termómetros de resistência para registar a temperatura ambiente (2004-12-14).

Analisando os deslocamentos medidos às 6h00 é perfeitamente visível o efeito sazonal da temperatura (ver Figura 4.31). Com uma análise mais cuidada identifica-se ainda uma grande variação da temperatura às 6h00, e o seu efeito consequente nos deslocamentos, como se pode comprovar pela Figura 4.47 onde se representam as leituras diárias dos deslocamentos verticais e da temperatura ambiente registadas durante um mês às 6 da manhã.

É notória a variação dos deslocamentos associada à variação da temperatura, mas observando os dois pares de pontos assinalados na Figura 4.47 é visível que para a mesma temperatura se obtêm diferentes valores de deslocamentos, o que é indicativo de que não é possível apenas com o valor da temperatura determinar com exactidão o deslocamento esperado.

Na Figura 4.48 apresentam-se os valores dos deslocamentos verticais calculados a partir do modelo numérico considerando o comportamento diferido dos materiais, a sequência construtiva e o efeito das cargas permanentes e da temperatura. Da análise desta figura é notória a dificuldade de obter uma estimativa para os valores dos deslocamentos.

Na definição do nível de aviso foram usados os valores estimados a partir do modelo numérico. Tendo em conta variabilidade dos deslocamentos foi aplicada uma margem fixa de amplitude igual à amplitude máxima anual dos deslocamentos registados às 6h00.

Os níveis de alarme foram determinados sobrepondo aos limites do nível de aviso a actuação, nas posições mais desfavoráveis, de uma carga equivalente a 20% da sobrecarga regulamentar definida para o veículo tipo.

Apresentam-se na Figura 4.49 os níveis de aviso e os níveis de alarme para os deslocamentos verticais do tramo central.

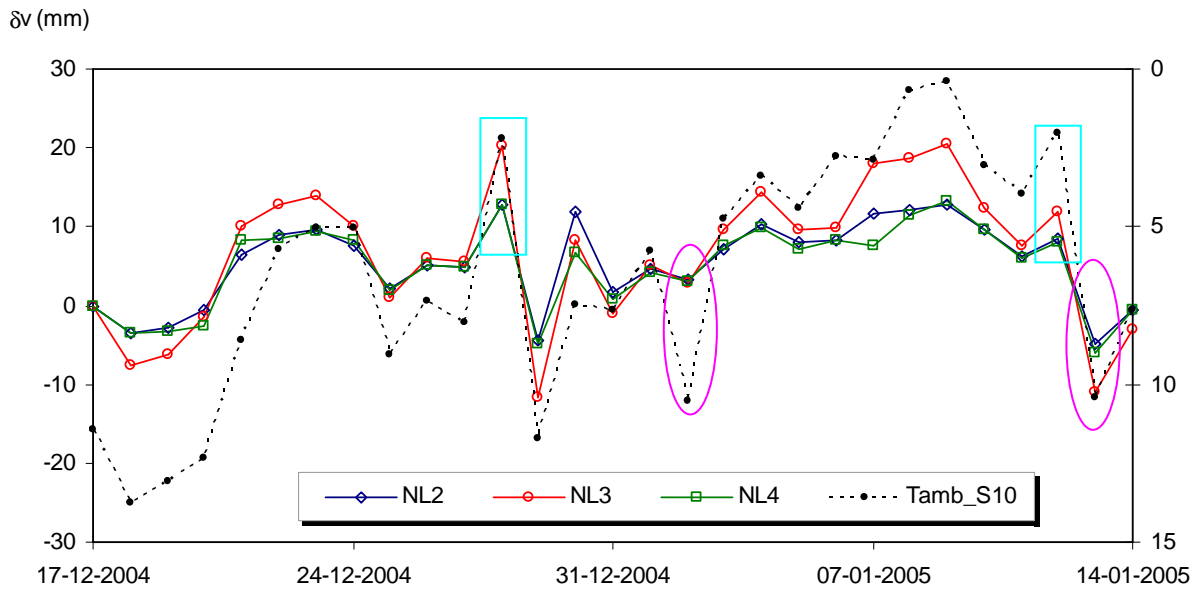


Figura 4.47 – Deslocamentos verticais versus temperatura ambiente (leituras diárias às 6h00)

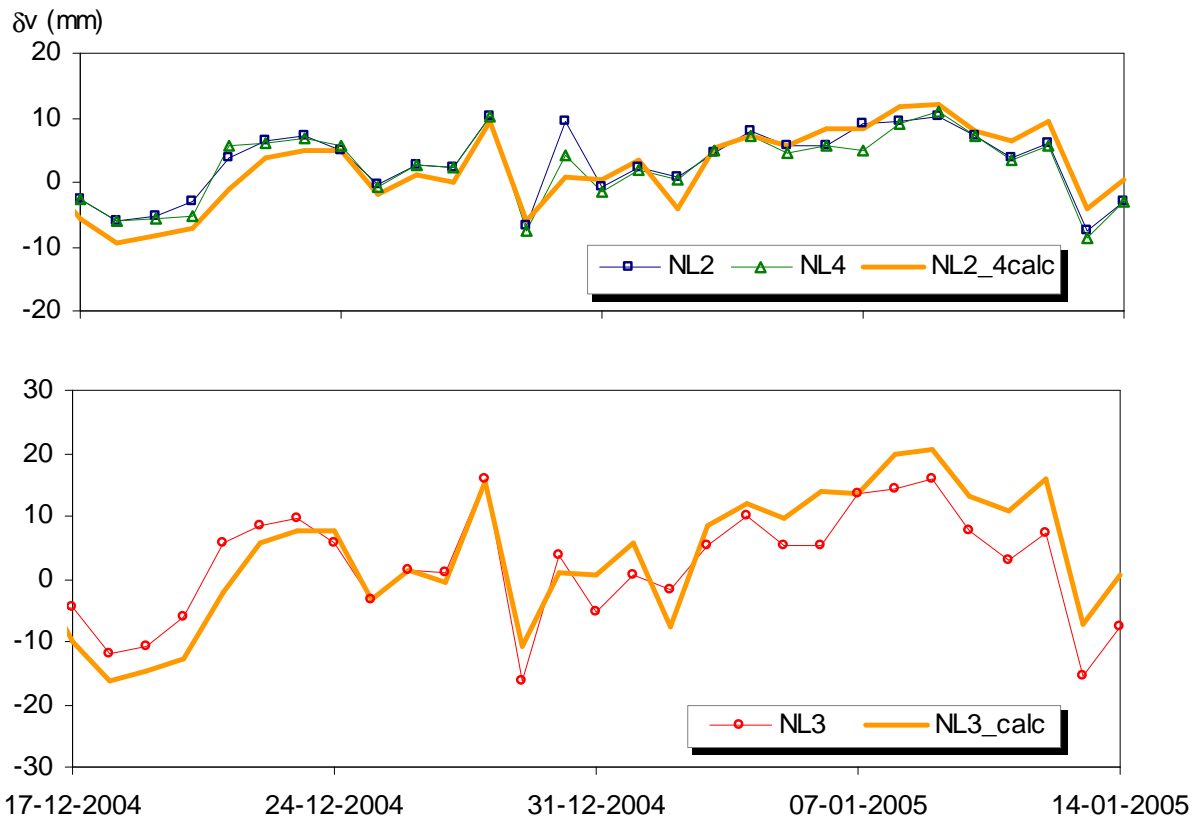


Figura 4.48 – Deslocamentos verticais, valores medidos versus valores calculados no modelo numérico

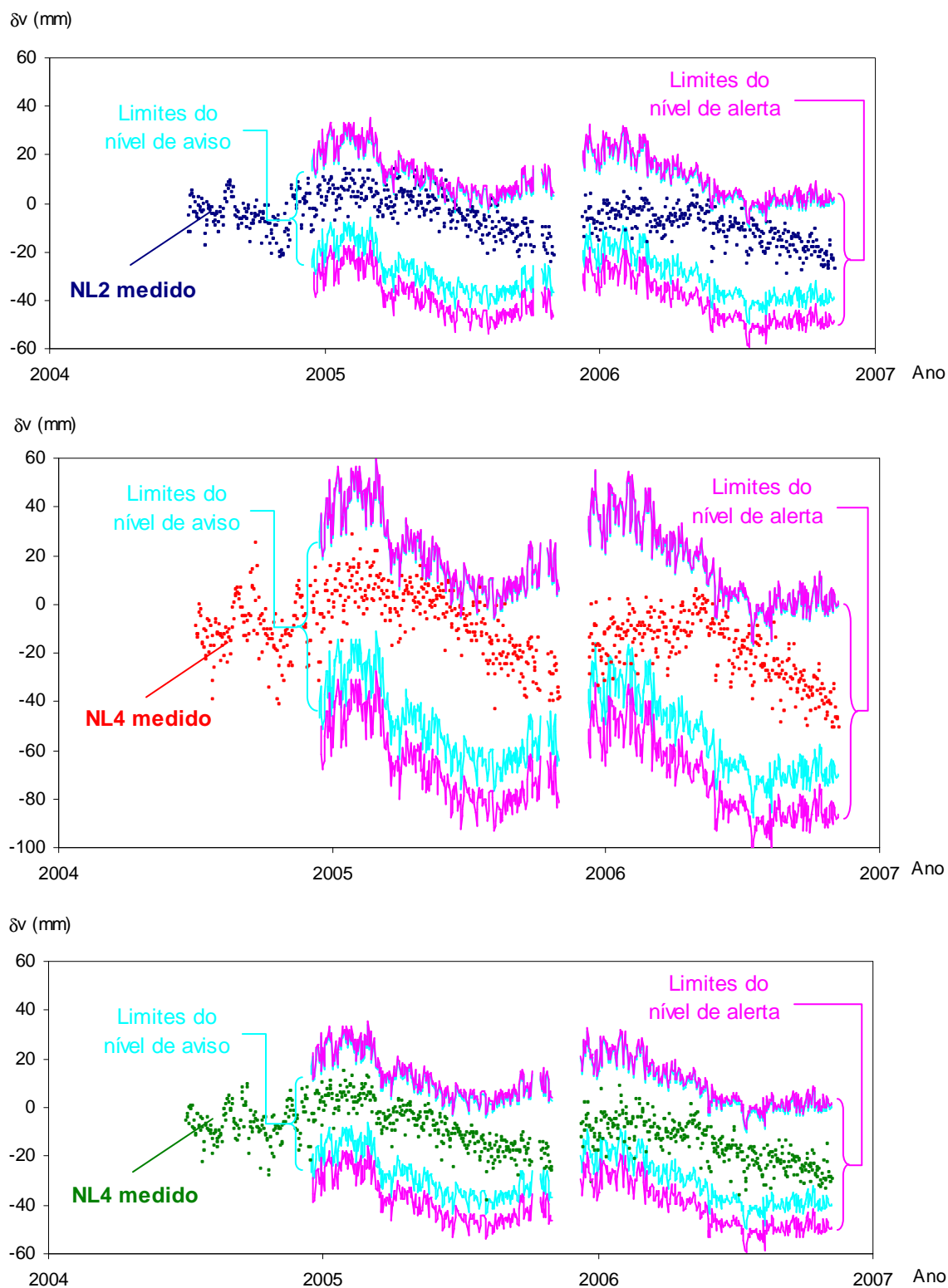


Figura 4.49 – Deslocamentos verticais (leituras diárias às 6h00) e intervalos estimados para os níveis de aviso e de alerta

4.8.3.5. Procedimentos após a activação de um alarme

Quando é activado um alarme deverão ser seguidos os procedimentos propostos na Figura 3.5, explicando-se de seguida alguma das rotinas que deverão ser preconizadas.

Automaticamente é feita uma repetição da medição e caso se confirme o valor medido inicialmente, deverá ser aumentada a cadência de aquisição.

No caso dos deslocamentos verticais aqui em análise o ritmo de amostragem deverá passar a ser de uma leitura por minuto.

Ao fim de dez minutos calcula-se o valor médio dos dados recolhidos e verifica-se se este está dentro dos limites admissíveis. Se essa situação se verificar o sistema restaura a sua configuração inicial.

Se, pelo contrário, se mantiver a divergência pode verificar-se uma das duas condições, a activação do nível de aviso ou a do nível de alarme.

No caso de ser activado o nível de aviso deve ser enviada uma mensagem ao técnico responsável informando-o desta situação. Deverá ser repetida a mensagem a cada dez minutos sempre que se verifique a divergência. O ritmo de amostragem deve manter-se até que se verifiquem dois ciclos consecutivos sem que os limites do nível de aviso sejam ultrapassados.

Se os limites do nível de alarme forem excedidos os procedimentos são idênticos aos anteriores, devendo não só ser enviada uma mensagem a avisar a activação do nível de alarme, mas também ser aumentado o ritmo de amostragem das variáveis de controlo. Esta acção irá ajudar o técnico responsável na tarefa de analisar os valores registados pelo sensor em análise fornecendo informação complementar medida por um conjunto de sensores previamente seleccionados. Como se trata de um nível mais gravoso o restabelecimento das cadências de aquisição definidas inicialmente só deverá ocorrer quando se verifiquem três ciclos de valores médios situados dentro dos limites admissíveis.

Importa aqui recordar que como foram estabelecidas duas abordagens diferentes para os níveis de alarme, aplicadas a leituras horárias e a leituras diárias à 6h00, deverão existir duas rotinas distintas aplicadas a cada um deste conjunto de dados.

Após a análise dos dados recolhidos o técnico responsável deverá verificar os métodos usados na definição dos limites de alarme e corrigi-los caso de detectem incorrecções. Poderá ainda ser solicitada uma inspecção visual e a reparação das anomalias detectadas.

Quando for accionado o nível de alerta poderá ainda haver necessidade de enviar mensagens de alerta às entidades responsáveis, de nomear uma equipa para analisar a segurança estrutural ou de implementação de medidas correctivas, que poderão passar pela restrição das cargas, ou mesmo pela interrupção do tráfego.

4.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A metodologia desenvolvida foi aplicada à Ponte Salgueiro Maia, em Santarém, que apresenta uma grande variedade de grandezas observadas e possuiu um sistema de aquisição automática de leituras.

A definição do modelo numérico que analisou o comportamento da estrutura ao longo do tempo, incluindo a fase construtiva, permitiu considerar a evolução da topologia da estrutura e das propriedades mecânicas dos materiais.

O comportamento diferido do betão foi caracterizado através da regressão não linear dos valores experimentais dos provetes compensadores de retracção e fluência, tendo-se utilizado para esse efeito os modelos propostos pelo Eurocódigo 2.

No exemplo ilustrado para a validação de dados comprova-se mais uma vez a eficácia do método escolhido, bem como a extrema necessidade de realizar esta tarefa antes de aplicar as regras para a verificação das leituras provenientes dos sensores. No caso particular dos deslocamentos verticais a não validação dos dados iria originar o accionamento constante de alarmes, o que poderia mascarar o despoletar de uma situação verdadeiramente anómala, tornando ineficaz todo o sistema de alertas.

Para analisar a capacidade que cada grandeza tem na representação do comportamento global da estrutura optou-se por estudar o efeito da introdução de uma anomalia. Simulando o corte de tirantes no modelo numérico, foi possível identificar que as forças instaladas nos tirantes, os deslocamentos verticais e as rotações foram as grandezas que melhor evidenciavam a existência da anomalia introduzida. Desta análise foi ainda possível concluir que as extensões, nomeadamente das secções do tabuleiro, forneciam informação muito localizada acerca da anomalia.

Assim, a escolha das variáveis de controlo, ou seja, aquelas cuja monitorização permitirá uma análise permanente do comportamento global da estrutura, recaiu na força instalada em seis tirantes, nos deslocamentos verticais no meio vão central e nas rotações do topo dos mastros e em três secções do tabuleiro.

A consideração de outro tipo de anomalias como seja o caso de movimentação das fundações, deficiências nos aparelhos de apoio ou a degradação dos materiais, viria ajudar na selecção das variáveis de controlo dado que fornecia informação complementar sobre a resposta dos sensores instalados na estrutura a diferentes tipos de solicitações.

Como já havia sido referido, a definição de níveis de alarme é uma tarefa que implica um conhecimento aprofundado do comportamento da estrutura. No presente caso de estudo, para além da informação proveniente do modelo numérico, foram ainda tidos em consideração os resultados de cerca de seis anos de instrumentação para a definição de dois níveis de alarme: o nível de aviso e o nível de alerta.

Na implementação do sistema de alarme para os deslocamentos verticais foram utilizadas duas abordagens distintas, uma que permite identificar variações bruscas nos valores das grandezas em análise e outra que possibilita identificar tendências evolutivas dessa mesma grandeza. A primeira consistiu na definição de limites baseados exclusivamente no tratamento estatístico dos dados que antecedem a medição. Na segunda abordagem foi usado o modelo numérico na previsão do valor esperado.

Na identificação de variações bruscas, aplicaram-se os níveis de alarme aos dados provenientes da observação com uma cadência horária. O nível de aviso foi definido em função da relação existente entre a temperatura ambiente e os deslocamentos.

O valor estimado dos deslocamentos foi obtido por uma função linear, dependente da temperatura registada até duas horas antes da medição do deslocamento e recorrendo a um historial de leituras dos últimos três dias.

Aplicando uma margem de incerteza de 20% da amplitude máxima registada na última semana é possível com o nível de aviso detectar variações superiores a cerca de 8 mm e de 12 mm, respectivamente para quartos de vão e para o meio vão.

A redução da margem de incerteza na determinação dos intervalos de valores estimados para o nível de aviso pode ser conseguida através da medição de outros efeitos ambientais que influenciam a estrutura. Para além da temperatura ambiente poderá também ser medida a radiação solar e a velocidade e direcção do vento.

O nível de alerta foi definido sobrepondo ao efeito da temperatura o efeito de 20% da sobrecarga regulamentar do veículo tipo actuando nas posições mais desfavoráveis.

Para identificar de tendências evolutivas da estrutura analisaram-se as leituras realizadas às 6h00 e recorreu-se exclusivamente ao modelo numérico para estimar os valores dos deslocamentos.

O modelo numérico considerou o comportamento diferido dos materiais, a sequência construtiva, o efeito das cargas permanentes, da temperatura e da sobrecarga do tráfego.

Tendo em conta a elevada variabilidade dos deslocamentos com a temperatura, foi definida uma margem, para o nível de aviso, de amplitude igual à amplitude anual dos deslocamentos registados às 6h00.

Para o nível de alerta foi mais uma vez adicionado o efeito do tráfego através da aplicação do valor reduzido da sobrecarga, do veículo tipo, para as combinações quase permanentes.

Foram definidos os procedimentos automáticos a realizar pelo sistema de alarmes quando forme excedidos os limites previamente definidos.

Estes procedimentos consistem na repetição da leitura, no aumento da cadência de aquisição para uma leitura por minuto e no envio de mensagens de alarme para o técnico responsável. No caso de ser ultrapassado o nível de alerta deverá também ser aumentada a cadência de aquisição das restantes variáveis de controlo.

O sistema poderá voltar à configuração inicial ao fim de um número pré-definido de ciclos sem serem excedidos os limites de alarme.

Competirá ao técnico responsável, após a recepção de uma mensagem de alarme e após a análise dos dados provenientes da observação, despoletar as diferentes acções associadas a cada nível de alarme. Salientam-se algumas das acções possíveis, nomeadamente a verificação de modelos de previsão, a realização de inspecções, a notificação das autoridades, a implementação de medidas correctivas e a reparação das anomalias.

**CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS
FUTUROS**

5.1. CONCLUSÕES

A observação do comportamento estrutural tem beneficiado do acentuado desenvolvimento tecnológico que tem ocorrido nos últimos anos e que tem proporcionado o aperfeiçoamento dos sensores existentes bem como o aparecimento de equipamentos baseados em novas tecnologias. A par da evolução dos sensores, tem ocorrido um desenvolvimento muito significativo nos sistemas de aquisição automática, que tornou possível uma efectiva monitorização das estruturas, com a realização de leituras de forma programada, sem a presença de operadores e com possibilidade de estabelecimento de ligação remota a um centro de estudos.

As vantagens que advêm da utilização destes sistemas automáticos de aquisição de dados poderão ainda ser potenciadas, com evidentes vantagens económicas e de segurança, através da exploração das suas capacidades de processamento da volumosa informação recolhida, validando os valores medidos, estabelecendo critérios de alarme e definindo as rotinas a desencadear no caso desses critérios serem violados.

Neste contexto, o presente trabalho pretende contribuir para o processamento e interpretação da informação recolhida, de uma forma automática e em tempo real, procurando assim antecipar a detecção de anomalias.

Em cada capítulo foram feitas considerações aos métodos desenvolvidos e aos resultados conseguidos na sua aplicação. Pretende-se agora neste capítulo sintetizar e destacar as conclusões mais relevantes.

Assim, no capítulo 2 apresentou-se uma síntese dos principais objectivos, dificuldades e métodos utilizados na observação do comportamento estrutural de pontes.

Foi realizada uma pesquisa aos equipamentos mais utilizados na monitorização de estruturas, bem como os seus campos de aplicação. Ao nível das mais recentes tecnologias aplicadas na observação de estruturas foi ainda possível comparar alguns dos aparelhos ditos convencionais com equipamentos baseados em fibras ópticas ou sistemas GPS, realçando as suas principais vantagens, mas também salientando algumas das suas limitações.

Esta pesquisa permitiu ainda identificar grandes avanços ao nível dos sistemas de aquisição, do ponto de vista tecnológico, mas evidenciou a dificuldade existente na definição de sistemas automáticos de interpretação de dados na engenharia civil, ao contrário do que

já acontece, por exemplo, na engenharia automóvel ou aeronáutica onde estes sistemas já estão bastante desenvolvidos.

Foi proposta, no capítulo 3, uma arquitectura para um sistema integrado de monitorização que pretende tirar partido dos benefícios originados pelos avanços tecnológicos da observação de estruturas a longo prazo.

Foram avaliadas as necessidades da observação de estruturas, tendo sido reconhecidas as principais tarefas a desenvolver para a implementação, ainda que embrionária, de um sistema de processamento e interpretação dos dados provenientes da monitorização. São elas a validação de dados, a selecção de variáveis de controlo e a definição de níveis de alarme.

Analisaram-se diversos métodos para a validação de dados, todos eles baseados em análises estatísticas das amostras recolhidas. Demonstrou-se que os métodos que usavam parâmetros que eram pouco afectados pela presença de valores anómalos na amostra eram os mais robustos e, conseqüentemente, os que apresentaram melhores resultados. O método eleito para a validação de dados foi o z-score modificado usando como parâmetros da amostra em análise a sua mediana e o S_n .

A selecção das variáveis de controlo a partir das grandezas monitorizadas é uma tarefa que depende muito do tipo de estrutura em análise devendo incluir as grandezas que melhor reflectam o comportamento global da obra. Verificou-se que a monitorização e análise permanente das grandezas que representam os movimentos da estrutura, como é o caso dos deslocamentos lineares e angulares, fornece informação relevante sobre o comportamento global da estrutura.

Definiram-se dois níveis de alarme: o nível de aviso e o de alerta. O nível de aviso corresponde à ocorrência de um evento que exija uma vigilância do comportamento da estrutura, não se prevendo, no entanto, que a curto prazo este evento venha ter consequências graves para a estrutura. Os limites calculados para este nível representam, por isso, pequenas divergências em relação ao comportamento normal da estrutura. O nível de alerta está associado à ocorrência de um incidente que possa vir a comprometer a segurança da estrutura, obrigando por isso a uma atenção especial da evolução do seu comportamento. No estabelecimento dos limites para o nível de alerta deverá considerar-se a existência de condições excepcionais de carregamento ou a presença de danos que afectem a resposta estrutural.

Foram ainda enunciadas algumas das medidas a adoptar no caso de serem activados ambos os níveis de alarme, as quais incluem procedimentos automáticos e acções a desencadear pelo técnico responsável. Foram definidos diferentes procedimentos de resposta em função do tipo de alarme accionado, ou seja, em função da divergência de valores detectada.

Um dos procedimentos automáticos a realizar pelo sistema de alarmes, quando forem excedidos os limites previamente definidos, consiste no aumento da cadência de aquisição das leituras de forma a comprovar, ou não, a existência de uma situação anómala e em caso afirmativo permitir a sua caracterização mais completa. No nível de aviso apenas é alterado o ritmo de amostragem do sensor que despoletou o alarme, enquanto que no nível de alerta é aumentada a cadência de aquisição de todas as variáveis de controlo. Em ambas as situações de alarme deverá o sistema enviar mensagens a notificar o técnico responsável da activação do respectivo alarme.

O técnico responsável, após a recepção de uma mensagem de alarme e após a análise dos dados provenientes da observação, irá desencadear as diferentes acções associadas a cada nível de alarme. No nível de aviso deverão ser verificados os modelos de previsão, bem como as hipóteses simplificativas adoptadas, podendo ainda ser realizadas inspecções à estrutura. No caso de ser ultrapassado o nível de alerta, para além das acções já referidas para o nível de aviso, as entidades competentes deverão ser informadas e poderão ainda ser implementadas medidas correctivas.

No capítulo 4, a metodologia proposta foi aplicada à ponte Salgueiro Maia, em Santarém.

Na validação dos dados dos deslocamentos verticais foi possível comprovar a eficácia do método z-score modificado. Foi no entanto necessário reformular a metodologia de validação, de forma a evitar a identificação de valores anómalos quando os valores da amostra apresentavam uma dispersão muito baixa. Assim, a amostra era automaticamente validada sempre que a sua amplitude fosse inferior a 1 mm.

Para seleccionar as variáveis de controlo foi realizada uma análise de sensibilidade das diferentes grandezas à presença de anomalias, tendo-se, para esse efeito, simulado o corte de tirantes. Desta análise, as grandezas que mais evidenciaram a existência da anomalia foram as forças nos tirantes, os deslocamentos verticais e as rotações. Verificou-se, ainda, que as variações de extensão nas secções do tabuleiro só eram significativas se a secção se localizasse na proximidade do tirante em causa.

Foi também possível constatar que a presença de uma anomalia, localizada entre um dos encontros e o meio vão central da ponte, dificilmente produzia efeito na instrumentação instalada entre o meio vão e o encontro oposto. Esta constatação influenciou a escolha das variáveis de controlo tendo sido seleccionados, para cada grandeza, sensores que estão distribuídos ao longo de toda a estrutura.

No estabelecimento dos níveis de alarme para os deslocamentos verticais foi mais uma vez comprovada a forte influência das condições ambientais, nomeadamente da temperatura.

Numa primeira abordagem foram calculados os limites para a verificação horária dos deslocamentos verticais. Na definição do nível de aviso, os deslocamentos foram estimados a partir dos dados provenientes da observação tendo como base a sua correlação com a temperatura do ar. O nível de alerta foi estabelecido sobrepondo ao efeito da temperatura o efeito do tráfego, considerando a actuação de uma sobrecarga equivalente ao valor reduzido da actuação do veículo tipo, para as combinações quase permanentes. Conseguem-se desta forma detectar variações bruscas no comportamento da estrutura face ao historial de leituras.

Empregando a metodologia atrás referida não é possível identificar tendências evolutivas da grandeza que traduzam um desvio progressivo do comportamento previsto. Assim, foi definido um outro conjunto de limites os quais são usados na verificação dos deslocamentos diários registados às 6h00. Estes limites são calculados exclusivamente a partir do modelo numérico o qual considera o comportamento diferido dos materiais, a sequência construtiva, o efeito das cargas permanentes, da temperatura e da sobrecarga do tráfego.

Quando é excedido o nível de aviso a cadência horária de aquisição dos deslocamentos é aumentada para uma leitura por minuto, sendo definidos ciclos de verificação com a duração de dez minutos, no fim dos quais é enviada uma mensagem ao técnico responsável notificando-o do desvio verificado. A activação do nível de alerta, para além dos procedimentos já referidos, implica também a implementação, nas restantes variáveis de controlo, de uma cadência de aquisição de uma leitura por minuto. Após a recepção de uma mensagem de alarme, o técnico responsável irá ser responsável pela execução das acções definidas para cada nível.

A aplicação da metodologia proposta a este caso de estudo permitiu identificar as dificuldades da implementação das técnicas desenvolvidas, as quais tiveram de ser por

vezes alteradas por terem sido detectadas incompatibilidades que do ponto de vista teórico não tinham surgido.

Em suma, conclui-se que o trabalho desenvolvido nesta dissertação constitui um benefício para a monitorização de estruturas, traduzindo-se num acompanhamento permanente da obra através do processamento e interpretação das grandezas observadas, em tempo real. Desta forma é possível, em caso de deficiências da estrutura, proceder a uma intervenção mais precoce.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na presente dissertação foi desenvolvida uma metodologia que permite tornar mais eficiente a monitorização de estruturas. Existem no entanto alguns pontos que poderão ser objecto de desenvolvimentos mais aprofundados, nomeadamente aqueles que se enumeram de seguida:

- Análise da resposta da estrutura à introdução de outras anomalias o que iria auxiliar na selecção das variáveis de controlo. Desta forma seria possível identificar quais as grandezas que melhor evidenciavam a existência de anomalias. Para além do corte de tirantes, poder-se-ia considerar, por exemplo, o efeito do movimento das fundações, de deficiências nos aparelhos de apoio ou a degradação dos materiais.
- Caracterização da influência das condições ambientais, em particular da temperatura, no comportamento de uma ponte de tirantes, permitindo, desta forma, a redução das margens de incerteza no estabelecimento dos níveis de alarme das grandezas que são afectadas pela temperatura.
- Instalação de um sistema de imagem que possibilite a visualização do tráfego na ponte por forma a permitir identificar condições excepcionais de carregamento que possam estar a ser responsáveis pelo accionamento de alarmes. A existência de um sistema deste tipo, com câmaras instaladas em locais estratégicos, poderá ainda ser útil no acompanhamento visual de alguns elementos estruturais, sendo possível, por exemplo, identificar o corte de um tirante ou a existência de um incêndio.

O tema abordado nesta dissertação está ainda longe de estar concluído, perspectivando-se no futuro a elaboração de um Sistema Integrado de Monitorização mais

completo que permita não só a detecção da ocorrência de uma anomalia, mas também a sua localização, a identificação das suas causas, a avaliação da sua gravidade e as consequências desse dano na estrutura. Este sistema deverá:

- incluir módulos que, para além do comportamento estático das estruturas, possibilitem também a sua caracterização dinâmica, bem como a durabilidade dos materiais;
- ser dotado de informação relevante sobre a estrutura e que, na maior parte das vezes, se encontra dispersa por várias entidades, nomeadamente elementos de projecto, dados sobre a construção, fotografias, relatórios de monitorização, de inspecções e reparações, entre outros;
- evoluir para um sistema pericial que integre na sua base de conhecimentos a informação proveniente da interpretação das grandezas observadas (ambientais, estáticas, dinâmicas, de durabilidade, etc.) e das inspecções visuais;
- conter modelos de análise estrutural mais desenvolvidos que permitam antever, com menor margem de erro, os valores das grandezas observadas;
- implementar uma análise probabilística do comportamento estrutural que permita considerar, por exemplo, a variabilidade do comportamento diferido do betão.

Para concluir, e tendo em conta os benefícios decorrentes da aplicação da metodologia proposta nesta dissertação, torna-se aconselhável e interessante a sua aplicação a outras obras, em particular às restantes obras de arte que são presentemente observadas pelo LNEC.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aktan, A.Emin; Catbas, F.Necati; Grimmelsman, Kirk A.; Pervizpour, Mesut (2003)** - *Development of a Model Health Monitoring Guide for Major Bridges*, Drexel Intelligent Infrastructure and Transportation Safety Institute, Philadelphia, USA, July, 2003, Disponível na internet em <http://www.di3.drexel.edu> - Artigo consultado em 30 de Março de 2004.
- Anderson, Jacob E; Toivola, Pekka; Vesterinen, Anttoni; Lampi, Mikko (2005)** - "Maximizing return of investment to a structural monitoring system by optimal configuration and good user interface" - *Proceedings of IABSE Symposium on Structures and Extreme Events*, Lisboa, Portugal, Num. 89, Setembro, 2005.
- Assis, W.S.; Bittencourt, T.N.; Matos, J.C.; Sousa, H.; Figueiras, J.A. (2006)** - "An Integrated System for Structural Behavior Visualization" - *Proceedings of the 2nd International fib Congress*, Fédération Internationale du Béton, Naples, Italy, June, 2006.
- ASW Scientific, Inc. (1997)** - *Wind resource assessment handbook, fundamentals for conducting a successful monitoring program*, Albany, USA, 1997, Disponível na internet em www.nrel.gov/wind/pdfs/22223.pdf - Arquivo consultado em 28 de Julho de 2005.
- Barnes, J.; Rizos, C.; Wang, J.; Meng, X.; Roberts, G.W.; Cosser, E. e Dodson, A.H. (2003a)** - "The monitoring of bridge movements using GPS and pseudolites" - *Proceedings of 11th International Symposium on Deformation Measurements*, Santorini, Greece, Maio, 2003.
- Barnes, J.; Rizos, C.; Lee, H.K.; Roberts, G.W.; Meng, X., Cosser, E. e Dodson, A.H. (2003b)** - "The Integration of GPS and Pseudolites for Bridge Monitoring" - *Proceedings of IUGG2003 - International Union of Geophysics and Geodesy*, Sapporo, Japan, Jun/Jul, 2003.
- Barnett, V.; Lewis, T. (1998)** - *Outliers in statistical data*, 3rd Edition, John Wiley & Sons, West Sussex, England, Dezembro, 1998.
- Bilich, C.T.; Wood, S.L. (2004)** - *Evaluation of two monitoring systems for significant bridges in Texas*, Report nº FHWA/TX-04/0-4096-1, Texas, USA, Janeiro 2004.
- Borges, Ben-Hur; Romero, Murilo; César, Amilcar (2004)** - "Cap. 7 - Sensores ópticos integrados e em fibra" - *Sensores: Tecnologias e Aplicações*, Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil, Vol. 1, Outubro, 2004.

- Borges, J. Ferry; Marecos, J. (1965)** - "Bridge Observation in Portugal" - *Proceedings of the Conference on experimental Methods of investigating Stress and Strains in Structures*, Building Research Institute of Technical University in Prague, Prague, Checkoslovaquia, October, 1965, pp. 520-531, in *The 40 years of LNEC experience on observation and testing of bridges and Special structures*, LNEC/RILEM, Lisbon, May, 1986.
- Branco, Fernando A.; Brito, Jorge de (2004)** – *Handbook of concrete bridge management*, ASCE, USA, 2004.
- Brantacan (2006)** - "Pont Hafren - Severn Suspension Bridge" - *Modern Bridges over the River Severn*, 2006, Disponível na internet em www.brantacan.co.uk/modern_severn_bridges.htm - Arquivo consultado em 20 de Março de 2006.
- Burke, Shaun (2001)** - "Missing Values, Outliers, Robust Statistics & Non-parametric Methods" - *Statistics and data analysis*, LC-GC Europe online Supplement, Num. 59, January, 2001, pp. 19-24, Disponível na internet em <http://www.lcgceurope.com>.
- Carvalho, F. J.; Costa, C. O.; Azevedo, F. S. (1989)** - *Elementos de sistemas de análise e processamento de sinais*, Curso CPCE, LNEC, Lisboa, Portugal, Outubro 1989.
- Cheng, Penggen; Shi, Wenzhong John; Zheng, Wanxing (2002)** - "Large Structure Health Monitoring Using GPS Technology" - *Proceedings of FIG XXII International Congress on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering II*, Washington DC, USA, April, 2002.
- Chiang, Leo; Pell, Randy; Seasholtz, Mary Beth (2003)** - "Exploring process data with the use of robust outlier detection algorithms" - *Journal of Process Control*, Edited by T.J. McAvoy, Elsevier Science, Amsterdam, The Netherlands, Vol. 13, Num. 5, August, 2003, pp. 437-449, Disponível na internet em <http://www.sciencedirect.com/science/journal/09591524>.
- Croux, C.; Rousseuw, P. J. (1992)** - "Time-efficient algorithms for two highly robust estimators of scale" - *Computational Statistics*, Edited by Y. Dodge and J. Whittaker, Physica-Verlag, Heidelberg, Germany, Vol. 1, 1992, pp. 411-428.
- Cunha, A. e Caetano, E. (1999)** - "Dynamic measurements on stay cables of cable-stayed bridge using an interferometry laser system" - *Experimental Techniques*, SEM, Bethel, USA, Vol. 23, Num. 3, May/June, 1999, pp. 38-43.

- Datataker (2005)** - *Powerful Data Logger and Flexible Data Acquisition & Data Logging Systems*, 2005, Disponível na internet em <http://www.datataker.com/acquisition.html> - Arquivo consultado em 23 de Novembro de 2005.
- Dodson, A.H.; Cosser, E.; Meng, X.; Roberts, G.W.; Barnes, J. e Rizos, C. (2003)** - "Integrated approach of GPS and pseudolites for bridge deformation monitoring" - *Proceedings of GNSS2003 - Global Navigation Satellite Systems Conference*, Graz, Austria, April, 2003.
- Felix, Carlos (2002)** - *Monitorização do Comportamento de Estruturas de Betão*, ISEP, Porto, Portugal, Abril, 2002.
- FHWA (2001)** - "Sec. 5 - Truck Weight Monitoring" - *Traffic Monitoring Guide*, FHWA-PL-01-021, U.S. DOT, FHWA, USA, May, 2001.
- FIB Task Group 5.1 (2003)** - *Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures (State-of-art report)*, Fib Bulletin Nº 22, fib, Lausanne, Switzerland, March, 2003.
- Figueiras, J.A.; Félix, C.M. (2006)** – "Innovative structural health monitoring of bridges in Portugal" – *Proceedings of IABMAS'06, Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Performance and Cost*, Edited by Cruz, Frangopol & Neves, Porto, Portugal, July, 2006, pp. 61-68.
- Giozza, W. F.; Conforti, E.; Waldman, H. (1991)** - *Fibras Ópticas - Tecnologias e Projeto de Sistemas*, McGraw-Hill/Makron Books, São Paulo, Brasil, 1991.
- Hampel, F. (1974)** - "The influence curve and its role in robust estimation" - *Journal of the American Statistical Association*, Vol. 69, Num. 346, June, 1974, pp. 383-393.
- Hampel, F. (2001)** - "Robust statistics: A brief introduction and overview" - *Research report 94. Seminar für Statistik*, ETH, Zurich, Switzerland, March, 2001.
- Heraeus (2006)** - *Produtos: Sensores de Temperatura Cerâmicos de Platina*, 2006, Disponível na internet em <http://www.heraeus-sensor-technology.com.br> - Arquivo consultado em 20 de Março de 2006.
- IPQ (ed.) (1998)** - *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*, NP ENV 1992-1-1:1991, IPQ, 1998.
- IPQ (ed.) (2005)** - *Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*, NP EN 206-1:2005, IPQ, 2005.

- Kashima, Satoshi; Yanaka, Yukikazu; Suzuki, Shuichi e Mori, Kunihia (2001)** - "Monitoring the Akashi Kaikyo Bridge: First Experiences" - *SEI Structural Engineering International*, IABSE, Switzerland, Vol. 11, Num. 2, May, 2001, pp. 120-123.
- Laursen, E (2004)** - "The Great Belt Bridge, Construction monitoring" - *Proceedings of ICSBOC '04 - The 4th International Cable supported Bridge Operators' Conference*, Copenhagen, Denmark, June, 2004.
- Lima, J. Nuno; Henriques, M. João; Casaca, João; Coelho, João (2006)** - " Medição de Deslocamentos Superficiais em Barragens de Aterro com o GNSS" – *Actas das JPEE 2006 - 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, LNEC, Lisboa, Portugal, Dezembro, 2006.
- Little, Roderick J.A.; Rubin, Donald B. (1987)** - *Statistical Analysis with Missing Data*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1987.
- Liu, Hancong; Shah, Sirish; Jiang, Wei (2004)** - "On-line outlier detection and data cleaning" - *Computers and Chemical Engineering*, Edited by G.V. Reklaitis, Elsevier Science, Amsterdam, The Netherlands, Vol. 28, Num. 9, August, 2004, pp. 1635-1647, Disponível na internet em <http://www.sciencedirect.com/science/journal/00981354>.
- LNEC (1968)** - *Betão. Ensaio de compressão*, Especificação E 226, LNEC, Lisboa, Portugal, Dezembro, 1968.
- LNEC (1993)** - *Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão*, Especificação E 397, LNEC, Lisboa, Portugal, 1993.
- Mageba (2007)** – *Robot control - product prospectus*, 2007, Disponível na internet em <http://www.mageba.ch> - Arquivo consultado em 12 de Janeiro de 2007.
- Marecos, J. (1979)** - "Long Term observation of structures" - *Matériaux et Constructions*, Vol. 12, Num. 70, 1979, pp. 321-327, in The 40 years of LNEC experience on observation and testing of bridges and Special structures, LNEC/RILEM, Lisbon, May, 1986.
- Marecos, Vânia; Santos, Teresa O.; Fernandes, J. Almeida (2003)** – *Observação da Ponte Salgueiro Maia – Resultados obtidos até Dezembro de 2002*, Nota Técnica 02/03 – NOE, LNEC, Lisboa, Portugal, Maio, 2003.

- Marecos, Vânia (2004)** – *Observação da Ponte Salgueiro Maia – Resultados obtidos até Dezembro de 2003*, Nota Técnica 06/04 – NOE, LNEC, Lisboa, Portugal, Julho, 2004.
- Marecos, Vânia (2005)** – *Observação da Ponte Salgueiro Maia – Resultados obtidos até Dezembro de 2004*, Nota Técnica 02/05 – NOE, LNEC, Lisboa, Portugal, Fevereiro, 2005.
- Marecos, V.; Santos, L. O.; Branco, F. (2006)** - " Data Processing for Safety Control of Bridges in Real Time" - *Proceedings of EWSHM06, Third European Workshop on Structural Health Monitoring*, Edited by Alfredo Guemes, Granada, Spain, July, 2006, pp.379-385.
- Matos, J. C.; Casas, J. R.; Figueiras, J. (2005)** - "A new methodology for damage assessment of bridges through instrumentation: application to the Sorraia River Bridge" - *Structure and Infrastructure Engineering*, Taylor & Francis, Vol. 1, Num. 4, December, 2005, pp. 239-252.
- Mcall, Bill; Vodrazca-Jr.,Walter (1997)** - *States' Successful Practices Weigh-in-Motion Handbook*, U.S. DOT, FHWA, December, 1997.
- Measures, Raymond M. (2001)** – *Structural Monitoring with Fiber Optic Tecnology*, Academic Press, USA, 2001.
- Monteiro, Sardinha (2006)** - "Galileo" - *Hidromar - Boletim do instituto Hdrográfico*, Vol. 1, Num. 0, Edição especial 2006, pp. 17-18.
- Pearson, R.K. (2001)** - "Exploring process data" - *Journal of Process Control*, Edited by T.J. McAvoy, Elsevier Science, Amsterdam, The Netherlands, Vol. 11, Num. 2, April, 2001, pp. 179-194, Disponível na internet em <http://www.sciencedirect.com/science/journal/09591524>.
- Pedro, J. Oliveira (1997)** - "Monitoring in Structural Engineering" - *Proceedings of NewTech97 - International conference New Technologies in Structural Engineering*, Lisboa, Portugal, Vol. 2, July, 1997, pp. 933-944.
- Portela, E. A. (2001)** - *Novas Metodologias de Apoio ao controlo de Segurança de Barragens de Betão.Uma Abordagem através de Sistemas Periciais*, TPI 18, LNEC, Lisboa, Portugal, 2001.
- Rocha, M.; Borges, J. Ferry; Marécos, J. (1955)** - "Observation of some reinforced concrete structures" – *Symposium on the Observation of Structures, RILEM*, October,

1955, in The 40 years of LNEC experience on observation and testing of bridges and Special structures, LNEC/RILEM, Lisbon, May, 1986.

Ribeiro, A.B. Lobo (1998) - "Sensores Interferométricos em fibra optica" - *Gazeta de Física*, Vol. 21, Num. 1, Jan/Mar, 1998, pp. 16-21, Disponível na internet em <http://nautilus.fis.uc.pt/gazeta/>.

Roberts, G. W.; Brow, C.; Meng, X. (2006) - "Bridge Deflection Monitoring" - *GPS World*, Edição Digital, February, 2006, Disponível na internet em <http://www.gpsworld.com>.

Roberts, G.; Meng, X. e Brown C. (2004) - "From St Paul's to the Tate Modern; Overcoming Problems in Monitoring Bridge Deflections Using GPS" - *Proceedings of 1st FIG International Symposium on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering*, Nottingham, United Kingdom, Jun/Jul, 2004.

Rodrigues, Jorge (2000) - *Ensaio de Caracterização Dinâmica da Ponte Salgueiro Maia sobre o rio Tejo em Santarém*, Relatório 271/2000 - NOE/NAE, LNEC, Lisboa, Portugal, Novembro, 2000.

Rodrigues, Jorge (2004) - *Identificação modal estocástica - Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*, FEUP, Porto, Portugal .

Rousseuw, P. J.; Croux, C. (1993) - "Alternatives to the median absolute deviation" - *Journal of the American Statistical Association*, Vol. 88, Num. 424, December, 1993, pp. 1273-1283.

Rousseuw, P. J.; Verboven, S. (2002) - "Robust estimators in very small samples" - *Computational Statistics and Data Analysis*, Edited by S.P. Azen, Elsevier Science, Amsterdam, The Netherlands, Vol. 40, Num. 4, October, 2002, pp. 741-458, Disponível na internet em <http://www.sciencedirect.com/science/journal/01679473>.

Santos, Luís O.; Xu Min; Fernandes, J. Almeida (2003) - *Ensaio de Carga da Ponte Salgueiro Maia sobre o Rio Tejo em Santarém*, Relatório 7/03 - NOE, LNEC, Lisboa, Portugal, Janeiro, 2003.

Santos, Luís Oliveira (2002) - *Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão*, TPI 20, LNEC, Lisboa, Portugal, 2002.

Santos, Teresa O.; Fernandes, J. Almeida (2001) - *Observação da Ponte Salgueiro Maia – Instrumentação efectuada durante e após a construção*, Relatório 259/01 - NOE, LNEC, Lisboa, Portugal, Outubro, 2001.

- Sikorsky, C. (1999)** - "Development of a health monitoring system for civil structures using a Level IV nondestructive damage evaluation method" - *Proceedings of the Second International Workshop on Structural Health Monitoring*, Fu-Kuo Chang, Stanford University, California, USA, September, 1999, pp. 68-81.
- Tabatabai, Habib (2005)** - *Inspection and Maintenance of Bridge Stay Cable Systems*, Transportation Research Board. NCHRP, Washington, D.C. .
- Trimble (2006)** - *GPS Tutorial*, Disponível na internet em <http://www.trimble.com/gps/> - Arquivo consultado em 16 de Janeiro de 2006.
- Wong, Kai-Yuen (2004)** - "Instrumentation and health monitoring of cable-supported bridges" - *Structural Control and Health Monitoring*, John Wiley & Sons, New York, USA, Vol. 11, Num. 2, April/June, 2004, pp. 91-124, Disponível na internet em <http://www3.interscience.wiley.com/cgi-bin/jhome/106562744>.
- Wong, Kai-yuen; Man, King-leung; Chan, Wai-ye (2001)** - "Monitoring Hong Kong's Bridges Real-Time Kinematic Spans the Gap" - *GPS World*, Edição Digital, July, 2001, Disponível na internet em <http://www.gpsworld.com>.
- Xu, L; Guo, J. J. e Jiang, J. J. (2002)** - "Time-Frequency Analysis of a suspension bridge based on GPS" - *Journal of Sound and Vibration*, Elsevier Science, Amsterdam, The Netherlands, Vol. 254, Num. 1, June, 2002, pp. 105-116, Disponível na internet em <http://www.sciencedirect.com/science/journal/0022460X>.
- Zhang, Y.; Luo, A.; Zhao, Y. (2004)** - "Outlier detection in astronomical data" - *Optimizing scientific return for astronomy through information technologies*, Conference 5493, SPIE, Glasgow, Scotland United Kingdom, June, 2004.

