

# Técnicas de deteção de dano estrutural com base na monitorização

Luís Miguel Magalhães Ribeiro

Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Ramo de Estruturas

Orientador: Professor Carlos Filipe Guedes Rodrigues

ISEP – Outubro de 2013



*"A educação é a ferramenta mais poderosa que podemos usar para mudar o mundo"*

*Nelson Mandela*



## AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu mais profundo agradecimento a todos aqueles que direta ou indiretamente estiveram envolvidos na realização desta dissertação, em especial:

- ao Professor Carlos Rodrigues, meu Orientador, pelo entusiasmo e disponibilidade demonstradas desde a primeira conversa. Pelo esforço e dedicação aplicados neste trabalho e pelos ensinamentos e orientação transmitidos, nas conversas formais e informais, que me permitiram concluir esta dissertação com sucesso;
- ao Instituto Superior de Engenharia do Porto por ter disponibilizado o seu laboratório e os equipamentos de monitorização;
- ao amigo Hélder Pinto pelo apoio incondicional que demonstrou ao longo desta dissertação, em especial, durante a execução do trabalho experimental;
- aos colegas e amigos de curso, por me terem recebido tão bem e por me permitirem partilhar da sua companhia e amizade, contribuindo para que esta experiência fosse muito agradável e enriquecedora;
- aos meus pais e irmãos, a quem acabo por dedicar este trabalho, pelo apoio, amizade e preocupação demonstrados.

A todos, Muito Obrigado!



## RESUMO

Ao longo dos últimos anos, acompanhada da evolução tecnológica, da dificuldade da inspeção visual e da consciencialização dos efeitos de uma má inspeção, verificou-se uma maior sensibilidade para a importância da monitorização estrutural, principalmente nas grandes infra-estruturas de engenharia civil.

Os sistemas de monitorização estrutural permitem o acompanhamento contínuo do comportamento de uma determinada estrutura de tal forma que com os dados obtidos, é possível avaliar alterações no comportamento da mesma. Com isso, tem-se desenvolvido e implementado estratégias de identificação de danos estruturais com o intuito de aumentar a fiabilidade estrutural e evitar precocemente que alterações na condição da estrutura possam evoluir para situações mais severas.

Neste contexto, a primeira parte desta dissertação consiste numa introdução à monitorização estrutural e à deteção de dano estrutural. Relativamente à monitorização, são expostos os seus objetivos e os princípios da sua aplicação. Conjuntamente são apresentados e descritos os principais sensores e são explicadas as funcionalidades de um sistema de aquisição de dados. O segundo tema aborda a importância da deteção de dano introduzindo os métodos estudados neste trabalho. Destaca-se o método das linhas de influência, o método da curvatura dos modos de vibração e o método da transformada de wavelet.

Na segunda parte desta dissertação são apresentados dois casos de estudo. O primeiro estudo apresenta uma componente numérica e uma componente experimental. Estuda-se um modelo de viga que se encontra submetida a vários cenários de dano e valida-se a capacidade do método das linhas de influência em detetar e localizar essas anomalias. O segundo estudo consiste na modelação numérica de uma ponte real, na posterior simulação de cenários de dano e na análise comparativa da eficácia de cada um dos três métodos de deteção de dano na identificação e localização dos danos simulados.

Por último, são apresentadas as principais conclusões deste trabalho e são sugeridos alguns tópicos a explorar na elaboração de trabalhos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: MONITORIZAÇÃO, DANO ESTRUTURAL, MONITORIZAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL.



## ABSTRACT

In the last few years, due to technological evolution, the difficulty of the visual inspection and the awareness of the effects of a bad inspection, a bigger attention towards the importance of structural health monitoring was noticed, especially in the biggest infrastructures of civil engineering.

The structural health monitoring systems allow the continuous monitoring of the behaviour of a certain structure and, with the obtained results, it is possible to evaluate behavioural changes in it. Thanks to that, structural damage identification strategies have been developed and implemented, in order to improve the structural reliability and avoid that those structural behaviour changes become damage situations.

In this context, the first part of this dissertation is an introduction to structural monitoring and detection of structural damage. Regarding the monitoring, its goals and the principles of its application are exposed. Together the main sensors are shown and described and the functionalities of a data acquisition system are explained. The second theme reports the relevance of damage detection introducing the methods studied throughout this work. The influence lines method, the mode shape curvature method and the wavelet transform method are standed out.

The second part of this dissertation presents two case studies. The first study presents a numerical and an experimental component. A model of a beam is subjected to various damage scenarios and the capability of the influence lines method in detecting and locating these anomalies is validated. The second study consists in the numerical modeling of a real bridge, in subsequent simulation of damage scenarios and in the comparative analysis of the efficiency of the three damage detection methods in the identification and localization of the simulated damage.

Finally, the main conclusions obtained of this work are presented, as well as some suggestions aimed at supporting future researches.

KEYWORDS: MONITORING, STRUCTURAL DAMAGE, STRUCTURAL HEALTH MONITORING.



## ÍNDICE GERAL

<b>1. Introdução.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Considerações iniciais.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. Objetivos da dissertação.....</b>	<b>3</b>
<b>1.3. Estrutura da dissertação .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Monitorização estrutural .....</b>	<b>5</b>
<b>2.1. Introdução .....</b>	<b>5</b>
<b>2.2. Objetivos da monitorização estrutural .....</b>	<b>5</b>
<b>2.3. Sistemas de monitorização estrutural .....</b>	<b>6</b>
<b>2.4. Sensores .....</b>	<b>7</b>
2.4.1. Sensores para monitorização dinâmica .....	7
2.4.1.1. Acelerómetros.....	8
2.4.2. Sensores para monitorização estática .....	9
2.4.2.1. Medição de extensões .....	9
2.4.2.2. Medição de deslocamentos .....	12
2.4.2.3. Medição de rotações.....	15
2.4.2.4. Medição da força.....	16
<b>2.5. Sistemas de aquisição de dados .....</b>	<b>17</b>
<b>3. Detecção de dano estrutural .....</b>	<b>19</b>
<b>3.1. Introdução .....</b>	<b>19</b>
<b>3.2. Métodos de deteção de dano estrutural .....</b>	<b>22</b>
3.2.1. Método das linhas de influência .....	23
3.2.2. Método da curvatura dos modos de vibração .....	26
3.2.3. Método da transformada de wavelet .....	29
3.2.3.1. Wavelets-mãe .....	30
3.2.3.2. Propriedades das wavelets .....	33
3.2.3.3. Transformada contínua de wavelet (TCW) .....	35
3.2.3.4. Transformada discreta de wavelet (TDW) .....	37
<b>4. Caso de estudo 1: Detecção de dano numa viga modelo .....</b>	<b>41</b>
<b>4.1. Introdução .....</b>	<b>41</b>
<b>4.2. Casos de estudo .....</b>	<b>42</b>
<b>4.3. Estudo numérico .....</b>	<b>44</b>
4.3.1. Introdução.....	44

4.3.2. Cenário de dano único .....	46
4.3.3. Cenário de dano múltiplo.....	50
4.3.4. Cenário de viga contínua.....	53
<b>4.4. Estudo experimental .....</b>	<b>57</b>
4.4.1. Introdução.....	57
4.4.2. Cenário de dano único .....	62
4.4.3. Cenário de dano múltiplo.....	64
<b>4.5. Análise dos resultados.....</b>	<b>68</b>
<b>5. Caso de estudo 2: Detecção de dano numa ponte.....</b>	<b>69</b>
5.1. Introdução .....	69
5.2. Descrição da ponte.....	70
5.3. Interface gráfica .....	77
5.4. Apresentação dos resultados .....	81
5.4.1. Método das linhas de influência .....	82
5.4.2. Método da curvatura dos modos de vibração .....	89
5.4.3. Método da transformada de wavelet .....	95
5.5. Análise dos resultados.....	101
<b>6. Considerações finais .....</b>	<b>103</b>
6.1. Conclusões.....	103
6.2. Sugestões para desenvolvimentos futuros .....	106
<b>Bibliografia.....</b>	<b>107</b>

## ÍNDICE FIGURAS

Figura 1.1 – Corrosão de elemento de estrutura metálica.....	1
Figura 2.1 - Exemplo de um Sistema de Monitorização Automático (Marques, 2007).....	6
Figura 2.2 – Acelerómetro piezoelétrico: a) Esquema de funcionamento (Figueiredo, 2006);.....	8
Figura 2.3 – Acelerómetro Capacitivo: a) Esquema de funcionamento (Faria, 2010);.....	9
Figura 2.4 - Esquema de funcionamento de um extensómetro de corda vibrante (Félix, 2004). ....	10
Figura 2.5 – Colocação de um extensómetro de corda vibrante em obra.....	10
Figura 2.6 - Extensómetro de resistência elétrica de colar (Félix, 2004). ....	11
Figura 2.7 - Colocação em obra de um extensómetro elétrico (cabo branco) e de um extensómetro em fibra ótica (cabo preto). ....	12
Figura 2.8 - Colocação de transdutores de deslocamento resistivos em obra.....	13
Figura 2.9 - Estrutura básica de um LVDT (Félix, 2004). ....	13
Figura 2.10 - Colocação de um LVDT em obra.....	14
Figura 2.11 – Colocação em obra de sensor de pressão e seus acessórios.....	14
Figura 2.12 - Inclínómetro elétrico modelo 685B-10 da RDP Electronics, Limited (Félix, 2004). ....	15
Figura 2.13 - Colocação de um inclínómetro elétrico em obra. ....	16
Figura 2.14 - Colocação de célula de carga em obra. ....	16
Figura 2.15 - Esquema de um sistema de conversão analógico - digital (Dally, et al., 1984). ....	17
Figura 2.16 - Sistema de aquisição da Data Taker da série DT80 ( <a href="http://www.datataker.com">www.datataker.com</a> ).....	18
Figura 3.1 - Classificação dos métodos de deteção de dano (Ramos, 2007; Silva, 2011). ....	20
Figura 3.2 – Processo de obtenção de linhas de influência.....	23
Figura 3.3 - Diferença entre linhas de influência do deslocamento com e sem dano .....	24
Figura 3.4 – Resultados obtidos para viga simplesmente apoiada (Grandic, 2011). ....	25
Figura 3.5 - Resultados obtidos para viga contínua (Grandic, 2011). ....	25
Figura 3.6 – Curvatura modal do primeiro modo de vibração (Melo, 2012). ....	28
Figura 3.7 - Função periódica sinusoidal e função wavelet de Daubechies com 10 momentos .....	29
Figura 3.8 - Wavelet-mãe Haar (Misiti, 2009) .....	30
Figura 3.9 - Família de wavelets db2 a db9 (Misiti, 2009).....	30
Figura 3.10 - Família de wavelets biorthogonais (Misiti, 2009) .....	31
Figura 3.11 - Família de wavelets Coiflets (Misiti, 2009).....	32
Figura 3.12 - Família de wavelets Symlets (Misiti, 2009).....	32
Figura 3.13 - Família de wavelets Morlet (Misiti, 2009).....	32
Figura 3.14 - Família de wavelets Mexican Hat (Misiti, 2009).....	33
Figura 3.15 - Família de wavelets Meyer (Misiti, 2009).....	33
Figura 3.16 - Dificuldade na observação de altas e baixas frequências para uma mesma resolução .....	35
Figura 3.17 - (a) Wavelet mãe do tipo chapéu mexicano; (b) Wavelet filha escalonada por 'a' e transladada no tempo por 'b' (Teixeira, 2001). ....	36
Figura 3.18 - Processo de filtragem do sinal S no seu nível mais básico (Misiti, 2009).....	38
Figura 3.19 - Processo de "Downsampling" (Misiti, 2009) .....	38
Figura 3.20 – Exemplo de filtragem com downsampling de um sinal sinusoidal ruidoso (Misiti, 2009). ....	39
Figura 3.21 - Árvore de decomposição de wavelet (Misiti, 2009).....	39
Figura 4.1 - Perfil Omega Sem Dano.....	41
Figura 4.2 - a) Secção sem dano; b) c) d) e) f) g) h) Secção com dano. ....	42
Figura 4.3 – Dano correspondente ao caso de estudo c). ....	43
Figura 4.4 - Representação gráfica da viga no programa Robot Structural Analysis.....	44

Figura 4.5 - Pontos de medição de referência. ....	45
Figura 4.6 – Linha de influência dos deslocamentos da viga sem dano. ....	45
Figura 4.7 – Linha de influência das rotações da viga sem dano. ....	45
Figura 4.8 - Identificação do dano na posição 1. ....	46
Figura 4.9 – Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano b) na posição 1. ....	46
Figura 4.10 – Diferença das linhas de influência das rotações com o dano b) na posição 1. ....	46
Figura 4.11 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano c) na posição 1. ....	47
Figura 4.12 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano c) na posição 1. ....	47
Figura 4.13 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano d) na posição 1. ....	48
Figura 4.14 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano d) na posição 1. ....	48
Figura 4.15 - Identificação do dano na posição 2. ....	48
Figura 4.16 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano d) na posição 2. ....	49
Figura 4.17 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano d) na posição 2. ....	49
Figura 4.18 – Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano f) na posição 2. ....	50
Figura 4.19 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano f) na posição 2. ....	50
Figura 4.20 - Identificação dos danos na posição 1 e 2. ....	51
Figura 4.21 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano h) na posição 1 e 2. ....	51
Figura 4.22 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano h) na posição 1 e 2. ....	51
Figura 4.23 - Diferença das linhas de influência do deslocamento com os danos f) e g) nas posições 1 e 2, respectivamente. ....	52
Figura 4.24 - Diferença das linhas de influência das rotações com os danos f) e g) nas posições 1 e 2, respectivamente. ....	52
Figura 4.25 - Identificação dos danos na posição 1 e 2 da viga contínua. ....	53
Figura 4.26 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano f) na posição 1. ....	53
Figura 4.27 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano f) na posição 1. ....	54
Figura 4.28 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano f) nas posições 1 e 2. ....	54
Figura 4.29 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano f) nas posições 1 e 2. ....	54
Figura 4.30 - Diferença das linhas de influência das extensões com o dano d) na posição 2. ....	56
Figura 4.31 - Diferença das linhas de influência das extensões com o dano d) nas posições 1 e 2. ....	56
Figura 4.32 - Esquema representativo do estudo experimental. ....	57
Figura 4.33 - Elementos constituintes da carga utilizada no estudo. ....	58
Figura 4.34 - Esquema representativo dos sensores utilizados no estudo. ....	58
Figura 4.35 - Configuração do LVDT ACT 500A ( <a href="http://www.rdpe.com">www.rdpe.com</a> ). ....	59
Figura 4.36 - Configuração do extensômetro VISHAY - CEA-06-250UN-120 ( <a href="http://www.vishay.com">www.vishay.com</a> ). ....	59
Figura 4.37 - Processo de colagem do extensômetro. ....	60
Figura 4.38 - Imagem ilustrativa dos sensores utilizados no estudo. ....	60
Figura 4.39 – Medição contínua dos extensômetros 1 e 2. ....	61
Figura 4.40 - Linhas de influência do deslocamento 1, 2 e 3 para viga sem dano. ....	61
Figura 4.41 - Linhas de influência da extensão 1 e 2 para viga sem dano. ....	62
Figura 4.42 - Identificação do dano na posição 1. ....	62
Figura 4.43 – Diferença da medição do LVDT 1 para os casos de estudo b), c) e d) na posição 1. ....	63
Figura 4.44 – Diferença da medição do EXT 1 para os casos de estudo b), c) e d) na posição 1. ....	63
Figura 4.45 - Caso de estudo d). ....	63
Figura 4.46 – Diferença de medições LVDT1, LVDT2 e LVDT3 com o dano d) na posição 1. ....	64
Figura 4.47 – Diferença de medições EXT1 e EXT2 com o dano d) na posição 1. ....	64

Figura 4.48 - Identificação do dano na posição 1 e na posição 2. ....	64
Figura 4.49 – Diferença de medições LVDT1, LVDT2 e LVDT3 com os danos d) e e) nas posições 1 e 2, respectivamente. ....	65
Figura 4.50 – Diferença de medições EXT1 e EXT2 com os danos d) e e) nas posições 1 e 2, respectivamente. ....	65
Figura 4.51 - Caso de estudo e). ....	65
Figura 4.52 – Diferença de medição do LVDT 1 para os casos de estudo f), g) e h) na posição 1. ....	66
Figura 4.53 – Diferença de medição do EXT 1 para os casos de estudo f), g) e h) na posição 1. ....	66
Figura 4.54 - Caso de estudo h). ....	67
Figura 4.55 – Diferença de medições LVDT1, LVDT2 e LVDT3 com os danos h) e e) nas posições 1 e 2, respectivamente. ....	67
Figura 4.56 – Diferença de medição EXT1 com os danos h) e e) nas posições 1 e 2, respectivamente. ....	67
Figura 5.1 - Ponte ferroviária sobre o rio Coura. ....	69
Figura 5.2 - Representação do alçado da ponte sem reforço. ....	70
Figura 5.3 - Viga de treliça de rótula múltipla fechada superiormente da estrutura original. ....	70
Figura 5.4 - Ponte sobre o rio Coura reforçada com viga do tipo "Browstring Langer". ....	71
Figura 5.5 - Alçado, contraventamento superior e tabuleiro da ponte. ....	72
Figura 5.6 - Contraventamento dos banzos superiores. ....	72
Figura 5.7 - Banzo superior (m). ....	73
Figura 5.8 - Banzo inferior - apoios extremos (m). ....	73
Figura 5.9 - Banzo inferior – vão (m). ....	73
Figura 5.10 - Banzo inferior - apoios centrais (m). ....	74
Figura 5.11 - Banzo inferior - apoio central "in situ". ....	74
Figura 5.12 - Montante (m). ....	75
Figura 5.13 - Ligação entre as longarinas e as carlingas. ....	75
Figura 5.14 - Carlinga (m). ....	75
Figura 5.15 - Longarina (m). ....	76
Figura 5.16 - Ligação carlinga com longarina "in situ". ....	76
Figura 5.17 - Página inicial da interface gráfica. ....	77
Figura 5.18 - Interface gráfica - Método das linhas de influência. ....	77
Figura 5.19 - Interface gráfica - Método da curvatura dos modos de vibração. ....	78
Figura 5.20 - Interface gráfica - Método da transformada de wavelet. ....	79
Figura 5.21 - Modelação da ponte no Robot Structural Analysis. ....	81
Figura 5.22 - Locomotiva Diesel Tipo. ....	81
Figura 5.23 - Pontos de medição das linhas de influência. ....	82
Figura 5.24 – Elementos em que foram introduzidos danos analisados pelo método das linhas de influência. ....	82
Figura 5.25 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bi1, ponto de medição 1. ....	83
Figura 5.26 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 50%, Bi1, ponto de medição 1. ....	83
Figura 5.27 - Diferença das linhas de influência das rotações, dano 50%, Bi1, ponto de medição 1. ....	83
Figura 5.28 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bi3, ponto de medição 2. ....	84
Figura 5.29 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 50%, Bi3, ponto de medição 2. ....	84
Figura 5.30 - Diferença das linhas de influência das rotações, dano 50%, Bi3, ponto de medição 2. ....	84
Figura 5.31 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bi2, ponto de medição 3. ....	85
Figura 5.32 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 50%, Bi2, ponto de medição 3. ....	85

Figura 5.33 - Diferença das linhas de influência das rotações, dano 50%, Bi2, ponto de medição 3. ....	85
Figura 5.34 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, M1, ponto de medição 3. ....	86
Figura 5.35 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 50%, Bs1, ponto de medição 3... ..	86
Figura 5.36 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bs2, ponto de medição 3. ....	86
Figura 5.37 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bs1, ponto de medição 1. ....	87
Figura 5.38 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, M1, ponto de medição 1. ....	87
Figura 5.39 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, M2, ponto de medição 3. ....	88
Figura 5.40 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 80%, M1, ponto de medição 1. ...	88
Figura 5.41 - Modo de vibração 1 sem dano. ....	89
Figura 5.42 - Modo de vibração 2 sem dano. ....	89
Figura 5.43 - Modo de vibração 3 sem dano. ....	89
Figura 5.44 - Elementos em que foram introduzidos danos analisados pelo método da curvatura. ....	90
Figura 5.45 – Curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bi2....	90
Figura 5.46 – Curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bi1....	91
Figura 5.47 - Curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 80% no elemento Bi1. ...	91
Figura 5.48 – Diferença da curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bi2. ....	92
Figura 5.49 - Diferença da curvatura do modo de vibração 2 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bi1. ....	92
Figura 5.50 - Diferença da curvatura do modo de vibração 2 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bs1. ....	93
Figura 5.51 - Diferença da curvatura do modo de vibração 3 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento M1. ....	93
Figura 5.52 - Diferença da curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 50% nos elementos Bi1 e Bi2. ....	94
Figura 5.53 - Diferença da curvatura do modo de vibração 1 no banzo superior central com um dano de 50% no elemento Bs1. ....	94
Figura 5.54 - Elementos em que foram introduzidos danos com o método da transformada de wavelet. ....	95
Figura 5.55 – Coeficientes wavelet com perturbações nas extremidades. ....	95
Figura 5.56 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento Bi2. ....	96
Figura 5.57 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 2 e com dano de 50% no elemento Bi1. ....	96
Figura 5.58 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento Bs1. ....	97
Figura 5.59 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento M1. ....	97
Figura 5.60 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 80% no elemento Bs1. ....	98
Figura 5.61 – Diferença entre coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento Bs1. ....	98
Figura 5.62 - Diferença entre coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento M1. ....	99
Figura 5.63 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% nos elementos Bi1 e Bi2. ....	99
Figura 5.64 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 do banzo superior central e com dano de 50% no elemento Bs1. ....	100
Figura 5.65 – Diferença entre os coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 do banzo superior central e com dano de 50% no elemento Bs1. ....	100

## ÍNDICE TABELAS

Tabela 3.1 - Características dos métodos de deteção de dano escolhidos. ....	22
Tabela 3.2 - Resumo das propriedades das famílias de wavelets (Silva, 2011). ....	34
Tabela 4.1 - Características das secções estudadas.....	43
Tabela 4.2 - Diferença percentual de inércia entre casos de estudo com dano e sem dano. ....	44
Tabela 4.3 - Elementos constituintes da carga utilizada no estudo. ....	57
Tabela 4.4 - Características do LVDT ACT 500A ( <a href="http://www.rdpe.com">www.rdpe.com</a> ). ....	59
Tabela 4.5 - Características do extensómetro VISHAY - CEA-06-250UN-120 ( <a href="http://www.vishay.com">www.vishay.com</a> ). ....	59



# 1. Introdução

## 1.1. Considerações iniciais

No tecido urbano de uma região, é possível observar que determinadas infraestruturas, seja pelo seu volume, dimensão ou importância no domínio da mobilidade das pessoas, assumem um papel imprescindível nas sociedades atuais, requerendo um acompanhamento atento quer durante a fase construtiva quer após a sua entrada em serviço (Figueiredo, 2006).

Neste aspeto, a sociedade tem-se tornado cada vez mais exigente sendo que os níveis de eficiência, operacionalidade, conforto, segurança e durabilidade exigidos a estas infraestruturas têm sido constantemente incrementados ficando a cargo da engenharia a criação de soluções para responder e desafiar sucessivamente esses limites (Rodrigues, 2011).

Durante décadas, as infraestruturas de serviço público como pontes e edifícios tiveram um uso incorreto e descontrolado por parte da sociedade em geral que levou, inevitavelmente, à sua rápida deterioração. No entanto, existem diversos fatores que conduziram de igual forma para essa deterioração tais como a sua má inspeção, o ataque de agentes químicos e físicos, o aumento de requisitos estruturais devido à solicitação de cargas mais severas, acidentes ou mesmo a deterioração por envelhecimento natural das estruturas. Atualmente, existe um conjunto avultado de estruturas que necessitam de ser reforçadas, reabilitadas ou substituídas. A Figura 1.1 ilustra a presença de corrosão num elemento de uma estrutura metálica.



Figura 1.1 – Corrosão de elemento de estrutura metálica.

As inspeções visuais são o método mais tradicional de deteção de dano, no entanto, as avaliações dos peritos podem ser ineficazes devido à falta de acesso a certos pontos da estrutura, à deterioração interna de alguns elementos e ao facto de se proceder apenas pontualmente e em determinadas secções à medição das grandezas físicas. Determinados danos só são perceptíveis quando já se encontram num estado avançado de degradação e por esse motivo, ao longo dos últimos anos, a comunidade científica tem-se motivado a propor métodos mais racionais para avaliação da integridade das estruturas.

De modo a gerir de forma eficiente a condição destas estruturas, tornou-se necessário proceder à recolha de informação do comportamento das mesmas, num ato contínuo através da medição de várias grandezas em várias secções de referência. Com isto, surgiu o conceito de Monitorização da Integridade Estrutural (MIE) que procura, aplicando técnicas de análise específicas, identificar a presença de danos no sistema estrutural.

Uma analogia que pretende clarificar o conceito de monitorização da integridade estrutural consiste na comparação do que se pretende da monitorização estrutural com a abordagem de um médico perante um paciente. Do mesmo modo que o médico procura o tratamento para o seu paciente analisando os seus sintomas e queixas, na monitorização estrutural procura-se medir e analisar aspetos representativos do comportamento da estrutura de modo a detetar danos, ou seja, sintomas, com o intuito de proceder à sua reparação com a devida antecedência (Rodrigues, 2011).

Os avanços técnicos tais como o método dos elementos finitos (MEF), a melhoria dos sensores controlados remotamente e o aumento da velocidade no cálculo computacional, bem como, o seu custo efetivo, contribuíram para um rápido desenvolvimento da monitorização da integridade estrutural.

Os métodos de deteção de dano estrutural podem-se dividir em métodos destrutivos e não destrutivos. Inicialmente, a MIE procedia-se utilizando técnicas não destrutivas tais como o ultrassom, acústica, campos magnéticos, raio X, entre outros. Estas técnicas destacam-se pelo facto de permitirem a obtenção de informações relativas ao comportamento da estrutura sem extração de qualquer parte da mesma, ou seja, sem alterar a sua integridade, no entanto, todas elas precisam de uma estimativa prévia do local do dano bem como de acessibilidade para a sua inspeção.

Com a necessidade de utilizar métodos de análise global da estrutura associada às melhorias verificadas na obtenção dos parâmetros modais da mesma, verificou-se um notável interesse por parte da comunidade científica na exploração de estudos que visassem a utilização de ensaios dinâmicos. De forma geral, a análise dinâmica de uma estrutura é afetada pela presença de danos que provocam variação nos parâmetros estruturais tais como a massa, rigidez e flexibilidade e estes por sua vez causam mudanças nos parâmetros dinâmicos da estrutura, nomeadamente nas frequências naturais, nos modos de vibração e na taxa de amortecimento (Estrada, 2008).

Os estudos realizados com a aplicação destas técnicas, apresentaram indicadores eficientes para determinados casos de estudo contudo, ainda existem aspetos que necessitam ser melhorados. Muitos indicadores apresentam problemas de sensibilidade, necessitam de conhecer a resposta da estrutura num estado de referência, têm em consideração um comportamento linear da estrutura após a presença do dano e não apresentam a probabilidade de detetar falsos alarmes diminuindo por isso a sua fiabilidade.

Ao longo dos últimos anos, surgiram inúmeros métodos de detecção de dano estrutural entre eles, métodos que não procedem à aplicação direta dos resultados da análise dinâmica mas sim como matéria-prima que é convertida, após um processo de transformação característico dos mesmos, num produto que se pretende que contenha informações que permitam a identificação, localização e até mesmo a quantificação dos danos presentes.

Os estudos onde foram aplicados estes métodos, bem como métodos baseados na resposta estática da estrutura, ainda não foram totalmente explorados sendo a sua aplicação associada a casos simples e específicos que impossibilitam a obtenção de conclusões generalistas acerca dos mesmos.

Neste seguimento, pretende-se explorar nesta dissertação, os métodos de detecção de dano mais promissores, sejam eles baseados na análise dinâmica ou estática da estrutura. A aplicação destes em casos de estudo reais e complexos é um objetivo para que o contributo deste trabalho no contexto da monitorização da integridade estrutural seja ainda maior.

## **1.2. Objetivos da dissertação**

A presente dissertação, na sua essência, abrange a apresentação, o teste e a exploração de métodos de detecção de dano estrutural. Neste seguimento e de acordo com a contextualização que se apresentou no ponto anterior, estabelecem-se os seguintes objetivos:

1. A revisão bibliográfica sobre monitorização estrutural onde se pretende fazer o levantamento dos equipamentos mais importantes que constituem um sistema de monitorização estrutural bem como a descrição e ilustração dos mesmos.
2. A avaliação do estado da arte das técnicas de detecção de dano estrutural enquadrando a sua aplicação na monitorização estrutural. Pretende-se avaliar a metodologia, a eficiência e a fiabilidade das mesmas. Identificar as técnicas com melhores resultados, de simples e de mais abrangente aplicação com o intuito de as descrever e ilustrar detalhadamente.
3. A apresentação de casos de estudo onde se avalie as vantagens e desvantagens associadas a cada método. Pretende-se estudar a aplicação destes métodos em estruturas de diferente complexidade, proceder à execução de testes experimentais e simular várias situações de dano em diferentes cenários contribuindo desta forma com resultados abrangentes para a definição de novas estratégias de identificação de dano.

## **1.3. Estrutura da dissertação**

A presente dissertação é constituída por um total de seis capítulos sendo que nos três primeiros capítulos propõe-se introduzir os temas abordados neste trabalho e os três últimos têm como objetivo aplicar o conteúdo que foi descrito na primeira parte da dissertação e posteriormente a apresentação e análise dos resultados daí obtidos. Em cada capítulo procura-se apresentar o conteúdo de forma simples e objetiva e com a informação sequenciada de modo a facilitar a sua leitura e interpretação.

Após a apresentação deste capítulo introdutório, onde se procurou contextualizar os temas abordados neste trabalho tais como a monitorização estrutural e a deteção de dano estrutural, seguiu-se nos dois capítulos subsequentes uma abordagem mais aprofundada dos mesmos.

No **Capítulo 2**, após uma breve introdução do tema da monitorização estrutural, apresenta-se de forma sucinta os objetivos que se propõe atingir com a implementação da mesma, descreve-se o que se entende por sistemas de monitorização estrutural, qual a sua finalidade e que equipamentos constituem os mesmos. Faz-se um levantamento dos principais sensores utilizados, divide-se na sua capacidade de monitorizar a resposta dinâmica ou estática de uma estrutura e, após uma revisão bibliográfica, procede-se à descrição e ilustração dos mesmos. Por fim, apresenta-se os sistemas de aquisição de dados, as suas funcionalidades e o que se pretende com a sua utilização.

O **Capítulo 3** começa por introduzir o tema da deteção de dano estrutural, descreve-se como se pode avaliar um dano, apresenta-se os métodos mais comuns, as suas características e como podem ser classificados. Finaliza-se o capítulo com a justificação da escolha dos métodos das linhas de influência, da curvatura dos modos de vibração e da transformada de wavelet para serem explorados neste trabalho bem como a descrição e ilustração dos mesmos, detalhadamente.

O método das linhas de influência merece especial atenção no **Capítulo 4** desta dissertação, onde se procede à aplicação do mesmo num caso de estudo de um modelo de viga. Começa-se por introduzir a finalidade do caso de estudo e apresenta-se o objeto que serviu de base para a execução do mesmo. Apresentam-se os cenários de dano que foram analisados, sendo estes comuns ao estudo numérico e ao estudo experimental que se apresentam na parte final do capítulo. No estudo numérico procede-se à modelação numérica do caso de estudo, simulando vários cenários de dano que se procuram depois detetar e localizar. No estudo experimental recorre-se à monitorização da viga simplesmente apoiada idêntica. Procede-se à apresentação e discussão dos resultados obtidos com a aplicação do método das linhas de influência.

O **Capítulo 5** apresenta o caso de estudo de uma ponte onde foram aplicados de forma comparativa, o método das linhas de influência, o método da curvatura dos modos de vibração e o método da transformada de wavelet. Começa-se por introduzir o caso de estudo e o que se pretende com a execução do mesmo. Descreve-se a ponte que serviu de objeto de estudo neste capítulo. Apresenta-se uma interface gráfica elaborada pelo autor em Matlab que contribuiu para uma análise mais eficaz dos resultados obtidos, bem como para o cálculo dos coeficientes de wavelet. Por fim, procede-se à apresentação e análise dos resultados obtidos com a aplicação dos três métodos de deteção de dano após terem sido simulados danos em vários elementos da ponte.

Finalmente, no **Capítulo 6**, compila-se de forma sequenciada as principais conclusões obtidas neste trabalho, refere-se os objetivos que foram alcançados com a execução do mesmo, especificam-se os principais contributos e sugerem-se alguns tópicos a ser explorados no desenvolvimento de trabalhos futuros.

## **2. Monitorização estrutural**

### **2.1. Introdução**

Sendo a conservação e a reabilitação estrutural fatores a ter cada vez mais em atenção de modo a garantir a segurança e o conforto dos utentes de uma determinada estrutura, bem como o aumento da durabilidade da mesma, mostra-se como recurso cada vez mais essencial o acompanhamento do comportamento da estrutura ao longo da sua vida útil. A análise deste comportamento assume uma importância tanto maior quanto maior for a dimensão e a complexidade da estrutura.

A monitorização mostra-se, neste domínio, com grande potencial na obtenção de informação relevante. Ao acompanhar um conjunto de grandezas físicas que representam o meio envolvente bem como a resposta da própria estrutura, permite avaliar alterações no comportamento estrutural, avaliar a degradação dos materiais, detetar possíveis danos estruturais, estudar os efeitos da adoção de um determinado processo construtivo ou prever com a devida antecedência situações de colapso.

A eficácia da monitorização estrutural tem evoluído significativamente ao longo dos últimos anos permitindo, nesta altura, a utilização de sistemas de monitorização automatizados que dão acesso remoto, em tempo útil, ao diagnóstico estrutural, sendo estes sistemas constituídos por sensores, sistemas de aquisição, de processamento e de armazenamento de informação e sistemas de comunicação deixando de parte a obtenção dos dados dos sensores através de campanhas de leitura em cada sensor.

Neste capítulo, devido ao facto de ser um tema abordado exaustivamente em vasta bibliografia, apresenta-se nos pontos seguintes de forma sucinta os objetivos da monitorização e a descrição do sistema de monitorização bem como dos seus componentes.

### **2.2. Objetivos da monitorização estrutural**

A monitorização pode estar presente nas várias fases da vida de uma estrutura sendo possível o acompanhamento do seu processo construtivo, da sua fase de exploração ou mesmo das intervenções desenvolvidas na estrutura. Os objetivos da sua implementação podem ser diferentes mas sempre relacionados com a integridade e segurança estrutural.

Durante a fase de exploração, a monitorização estrutural visa avaliar a deterioração progressiva ao longo do tempo que ocorre nas grandes infraestruturas de engenharia civil, deterioração essa que surge devido a diversos fatores como a fadiga, o assentamento dos apoios, o excesso de carga, as condições atmosféricas adversas ou o próprio envelhecimento natural da estrutura.

Quando se aplica um sistema de monitorização numa estrutura, obtém-se uma garantia adicional de segurança e uma avaliação mais rigorosa do seu desempenho tendo em conta a possibilidade de obter os dados relativos ao comportamento da estrutura em tempo real.

No projeto e construção de novas obras, torna-se possível testar novas soluções do ponto de vista da arquitetura não comprometendo a segurança da estrutura e comparar os dados obtidos com os dados esperados permitindo verificar se existe uma deficiente conceção do modelo numérico e se a solução construtiva está a atuar conforme o pretendido.

Após a interpretação dos resultados obtidos através da monitorização, torna-se possível definir uma estratégia adequada de conservação, contribuindo para o prolongamento da vida útil da estrutura e para a redução dos custos das atividades de inspeção e conservação.

### 2.3. Sistemas de monitorização estrutural

Entende-se por sistema de monitorização estrutural, um sistema ligado por um conjunto de equipamentos que pretendem fazer uma leitura monitorizada, contínua ou periódica, de modo a avaliar o comportamento e a integridade de uma dada estrutura.

A observação da estrutura é feita com recurso a um conjunto de sensores que fazem medições dinâmicas e estáticas e encontram-se ligados a um sistema de aquisição, este recebe o sinal e armazena-o ou envia-o através de um sistema de comunicação para que posteriormente os dados sejam tratados e transformados em informação relevante que permitirá aferir a integridade da estrutura.

Com a automatização dos sistemas de monitorização estrutural tornou-se possível realizar um maior número de campanhas de recolha de dados, proceder à recolha das leituras remotamente e minimizar os erros associados a essas leituras. Na Figura 2.1 representa-se a constituição genérica daquilo que poderá ser um sistema de monitorização estrutural automático.

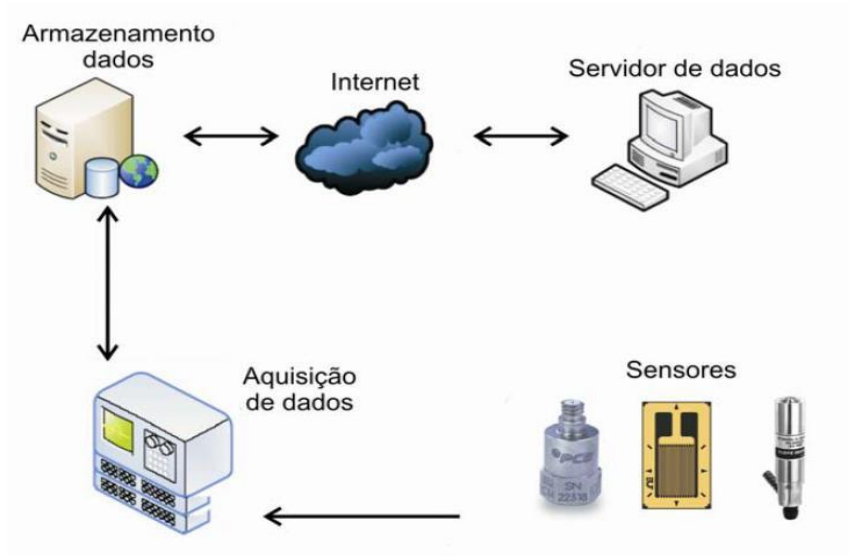


Figura 2.1 - Exemplo de um Sistema de Monitorização Automático (Marques, 2007).

De modo a que haja total compatibilidade e fiabilidade nestes sistemas de monitorização, deve-se ter em conta alguns fatores como a definição dos pontos da estrutura que devem ser medidos bem como as precisões pretendidas nessas medições, a seleção dos equipamentos adequados tendo em atenção a sua longevidade e as condições ambientais a que estão sujeitos e a duração do período de monitorização e a estabilidade das medições ao longo do tempo.

#### **2.4. Sensores**

De acordo com o ponto anterior, a seleção da rede de sensores constituinte de um sistema de monitorização vai depender do tipo e da magnitude das medições a realizar de modo a avaliar o comportamento de uma estrutura e prever antecipadamente eventuais situações de deterioração e colapso.

Existem as grandezas que têm um papel fundamental na análise do comportamento global da estrutura tais como os deslocamentos, as flechas, as rotações, as forças, a abertura de juntas de dilatação, os deslocamentos de aparelhos de apoio, as reações de apoio e as acelerações e as grandezas caracterizadoras do comportamento local da estrutura tais como as tensões, as extensões e a abertura de fendas.

Para além destes dois tipos, existem os tipos de grandezas que são caracterizadoras das condições ambientais na sua envolvente tais como a temperatura ambiente, a humidade relativa, a pluviosidade, a radiação solar e o vento.

Para que se tenha em conta a variação da temperatura entre a estrutura e o meio envolvente, uma solução a adotar será a colocação de uma estação meteorológica nas proximidades da obra e termómetros na estrutura para controlo das tensões ou deformações nas seções em estudo.

Não menos importante mas de utilização menos corrente são os sensores capazes de medir algumas grandezas nas fundações tais como os deslocamentos, as deformações ou pressões.

##### **2.4.1. Sensores para monitorização dinâmica**

A monitorização dinâmica de uma estrutura permite quantificar as vibrações, obtidas através da medição de acelerações, velocidades ou deslocamentos a que estrutura está submetida.

Os testes dinâmicos permitem a identificação experimental dos parâmetros dinâmicos mais relevantes da estrutura, nomeadamente as frequências naturais de vibração, os modos de vibração e os correspondentes coeficientes de amortecimento.

Nos ensaios dinâmicos, são normalmente aplicados através de tráfego normal, veículos de teste, libertação brusca de deslocamentos impostos, frenagem de um veículo na ponte, vento ou excitadores sinusoidais desenvolvidos especificamente.

Para além de se realizar testes experimentais, é também possível realizar a identificação dinâmica numérica, através da comparação e correlação entre os dados obtidos via experimental e os obtidos por um modelo de elementos finitos da estrutura. Caso os valores obtidos pelas duas formas não sejam semelhantes, deve-se efetuar uma calibração ao modelo numérico de modo a ser possível simular e avaliar eventuais anomalias.

#### 2.4.1.1. Acelerómetros

Os acelerómetros são sensores bastante utilizados na monitorização estrutural. Dentro da gama dos acelerómetros existem vários tipos que diferem no seu funcionamento interno, tais como os piezoelétricos e os capacitivos que seguidamente se apresentam.

##### Acelerómetros piezoelétricos

Os acelerómetros piezoelétricos são constituídos por uma caixa de proteção que contém no seu interior um material piezoelétrico, por exemplo o quartzo ou a cerâmica, associado a uma massa. Este material é constituído por cristais piezoelétricos que quando submetidos a uma pressão, geram um campo elétrico. Essa pressão é exercida pela força de inércia da massa sobre o material quando a base é solicitada por um movimento como mostra a Figura 2.2.

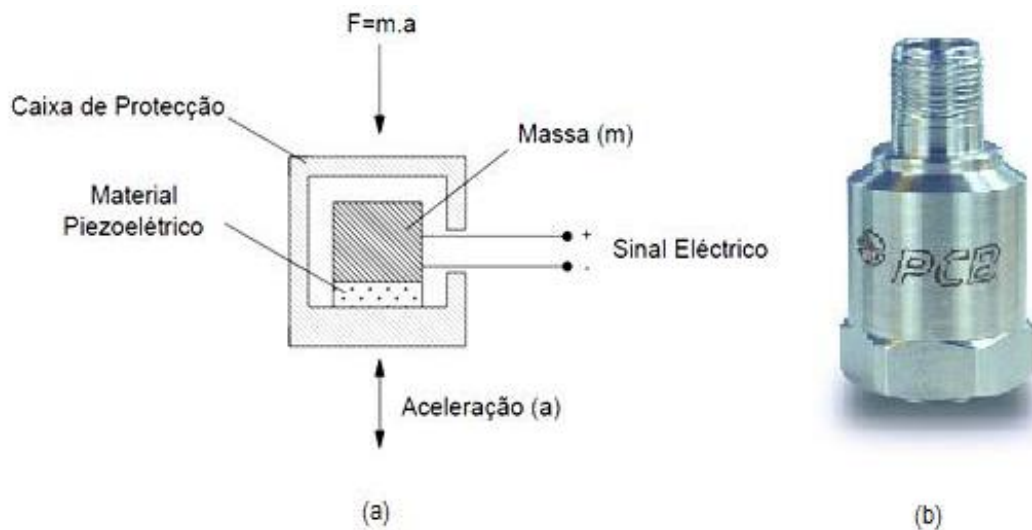


Figura 2.2 – Acelerómetro piezoelétrico: a) Esquema de funcionamento (Figueiredo, 2006);  
b) Modelo da marca PCB.

Segundo a segunda Lei de Newton:  $F = m \times a$ , a alteração elétrica é proporcional à força aplicada  $F$ , que por sua vez é proporcional à aceleração.

Estes sensores são caracterizados por serem auto-suficientes, gerando a sua própria energia elétrica, possuem boa estabilidade e durabilidade nas monitorizações de longa duração e têm um comportamento linear ao longo de uma larga gama de vibrações e respetivas frequências (Marques, 2007).

No entanto é necessário recalibrar periodicamente o acelerómetro devido ao seu envelhecimento com o tempo e apresentam deficientes medições de componentes de vibração de baixa frequência.

## Acelerómetros capacitivos

Os acelerómetros capacitivos são constituídos por uma caixa de protecção que contém no seu interior uma massa e duas placas condensadoras fixas que atuam em modo diferencial segundo o princípio esquematizado na Figura 2.3. Com a movimentação da base, a massa oscila alterando a tensão de pico num circuito de ponte.

Os acelerómetros capacitivos são mais vantajosos para baixas gamas de frequências e são muito atrativos para incorporar redes de sensores pelo seu baixo custo (Faria, 2010).

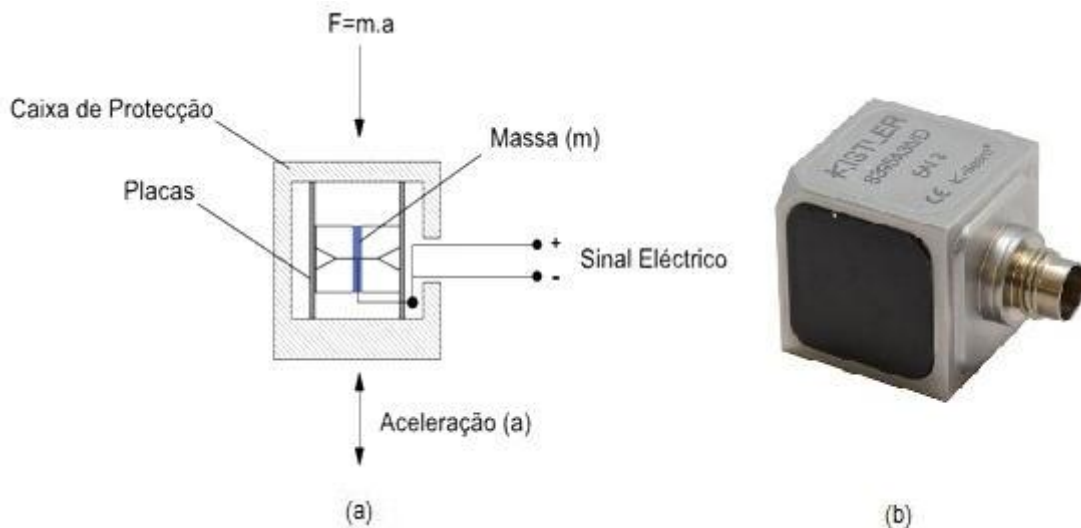


Figura 2.3 – Acelerómetro Capacitivo: a) Esquema de funcionamento (Faria, 2010);  
b) Modelo da marca Kistler.

### 2.4.2. Sensores para monitorização estática

A monitorização estrutural estática tem como principal objetivo observar e quantificar possíveis alterações que possam colocar em causa a segurança estrutural ou o seu desempenho em serviço. A seleção das grandezas a medir e a localização dos dispositivos de medição sobre a estrutura deve ser estudada previamente em função dos parâmetros a observar.

As grandezas estruturais mais medidas com esse propósito são: as extensões, os deslocamentos, a força e as rotações. Apresentam-se nos próximos pontos as seleções mais correntes para esses fins.

#### 2.4.2.1. Medição de extensões

A medição de extensões em determinadas secções de uma estrutura, surge da necessidade de obtenção da distribuição de tensões em cada uma dessas secções de modo a poder estimar a distribuição de esforços na estrutura. Como instrumentos de medida de extensões existem os extensómetros que se destinam à medição pontual das extensões, podendo os mesmos ser aplicados à superfície ou embebidos.

A determinação da extensão num determinado ponto é obtida através da extensão média ao longo de um segmento de comprimento conhecido, onde para um material mais homogéneo como o aço deve-se adotar extensómetros de menor dimensão e para um material estrutural como o betão caracterizado pela sua heterogeneidade deve-se adotar um extensómetro com um comprimento condicionado pela dimensão dos agregados utilizados (Félix, 2004).

Os extensómetros de corda vibrante baseiam-se no princípio de que a frequência natural de vibração de um fio sob tensão é proporcional ao valor dessa mesma tensão. Estes extensómetros são constituídos por um fio de aço fixado pelas suas extremidades, conforme se representa na Figura 2.4.

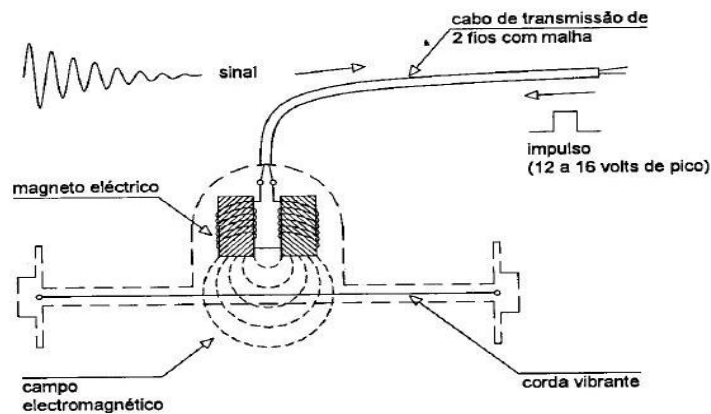


Figura 2.4 - Esquema de funcionamento de um extensómetro de corda vibrante (Félix, 2004).

Se variar a distância entre as extremidades do fio, a sua tensão vai variar bem como a frequência de vibração, ou seja, a variação de extensão de uma estrutura vai corresponder à variação de tensão no fio que está aplicado na mesma assim como vai corresponder a uma variação da frequência natural de vibração. Aquando deste fenómeno, um eletroímã excita o fio de modo a que este oscile à sua frequência natural, oscilação essa que vai permitir que o sinal de saída, em tensão, seja analisado com vista à determinação da respetiva frequência. A sua aplicação em obra pode ser observada na Figura 2.5.

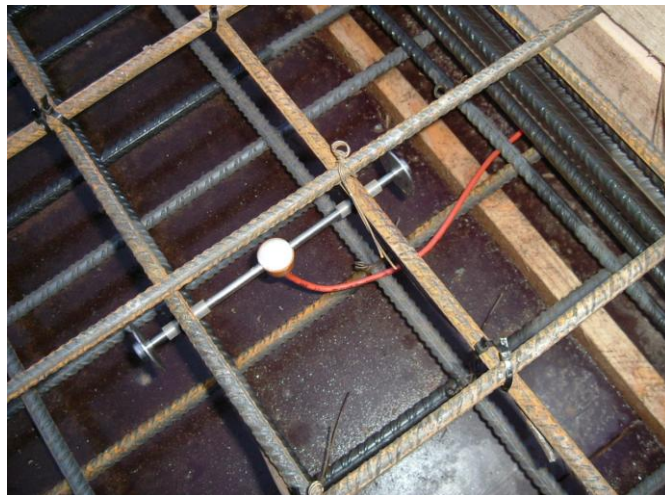


Figura 2.5 – Colocação de um extensómetro de corda vibrante em obra.

Alternativamente, os extensómetros de resistência elétrica são baseados na variação da resistência de um condutor ou de um semicondutor, quando sujeito a uma deformação mecânica (Félix, 2002).

Com isso, os primeiros extensómetros elétricos a surgir foram os extensómetros de filamento constituídos por um fio metálico fixado nas extremidades, de seguida surgiram os extensómetros de grelha com um filamento dobrado em grelha, que lhe confere um aumento da resistência, e este por sua vez, encontra-se montado sob uma película de polímero que lhe serve de base.

Atualmente, existem os extensómetros de folha que são constituídos por uma grelha impressa por um processo de fotografação sobre uma película metálica de espessura reduzida e esta depositada sobre uma base de espessura também muito reduzida, podendo a espessura do conjunto atingir os 0,025mm (Félix, 2004).

Estes extensómetros podem ser colados ou fixados à estrutura de modo a que a grelha fique orientada segundo a direção da extensão que se quer medir conseguindo com isso obter uma significativa resistência elétrica do condutor à deformação mecânica. A Figura 2.6 ilustra a solução descrita.

O processo de medição das deformações com recurso aos extensómetros de folha tem revelado qualidades importantes que o tornam mais vantajoso quando comparado com as soluções antecedentes. Destaca-se a espessura muito reduzida já referida anteriormente, a grande variedade de dimensões e configurações da grelha com elevada precisão dimensional, a redução da sensibilidade transversal por aumento da área, a presença de terminais com dimensões favoráveis à operação de soldadura e uma boa dissipação de calor obtida pela configuração plana da grelha permitindo desse modo trabalhar com intensidades de corrente mais elevadas (Félix, 2004).

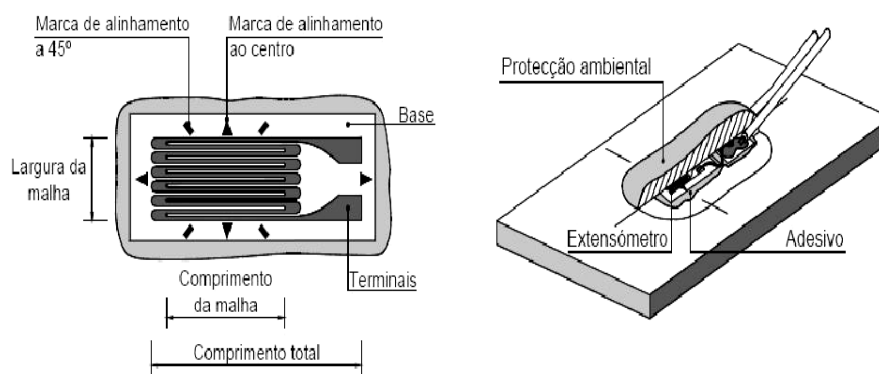


Figura 2.6 - Extensómetro de resistência elétrica de colar (Félix, 2004).

Para além dos extensómetros de resistência elétrica de colar, existem também os de embeber no betão que apresentam inúmeras vantagens entre as quais a proteção mecânica do sensor após a betonagem com recurso geralmente a um polímero de superfície rugosa, a medição de extensões numa zona mais representativa da secção e a facilidade de instalação em obra (Félix, 2002).

Todos os extensómetros de resistência elétrica têm como desvantagem o facto de no caso de existir uma grande distância entre os elementos a monitorizar, pode haver interferência de ruído devido aos campos eletromagnéticos e eletrostáticos provocando perturbações nos resultados.

Já os sensores de fibra ótica proporcionam a difusão da luz pela sua estrutura interna, são imunes aos campos eletromagnéticos e ao ruído, permitindo a recolha de dados a grandes distâncias sem que haja deterioração dos mesmos, apresentam resultados precisos e funcionam bem quando ligados em série. No entanto, o custo, a sensibilidade à luz e sensibilidade à temperatura são fatores pouco favoráveis à utilização destes sensores (Félix, 2004). É possível observar na Figura 2.7 a colocação em obra de um extensómetro elétrico e de um extensómetro em fibra ótica.



Figura 2.7 - Colocação em obra de um extensómetro elétrico (cabo branco) e de um extensómetro em fibra ótica (cabo preto).

#### **2.4.2.2. Medição de deslocamentos**

A medição do deslocamento de determinados pontos da estrutura, constitui uma componente importante de um sistema de monitorização. Exemplos de aplicação são os casos da medição de flechas a meio vão, a medição de deslocamentos relativos entre banzos de vigas ou mesmo medição de deslocamentos relativos horizontais nos apoios da estrutura de modo a verificar o correto funcionamento dos aparelhos de apoio.

Os transdutores capacitivos, os indutivos e os resistivos têm sido os instrumentos mais utilizados da vasta quantidade que existe para medir deslocamentos relativos entre dois pontos. Os capacitivos têm por base a variação da capacidade de um condensador por variação da distância entre placas, de modo que a uma variação da distância corresponda uma indicação numérica da mesma. Nos transdutores resistivos é estabelecida uma relação entre o deslocamento imposto e a resistência do elemento sensor, destacando-se os transdutores que utilizam como elementos sensores os extensómetros de resistência e os potenciométricos (Félix, 2004).

Na Figura 2.8 é possível visualizar transdutores de deslocamento resistivos indicados para medir fissuras no betão.



Figura 2.8 - Colocação de transdutores de deslocamento resistivos em obra.

De entre estes transdutores, os geralmente utilizados na monitorização são porém os indutivos do tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer). A Figura 2.9 ilustra a estrutura básica deste sensor que é caracterizado por um enrolamento primário alimentado por uma corrente alternada que excita um núcleo cilíndrico e por conseguinte gera um campo magnético induzindo tensões em dois enrolamentos secundários ligados em série e em oposição, permitindo que as tensões induzidas nos mesmos estejam desfasadas.

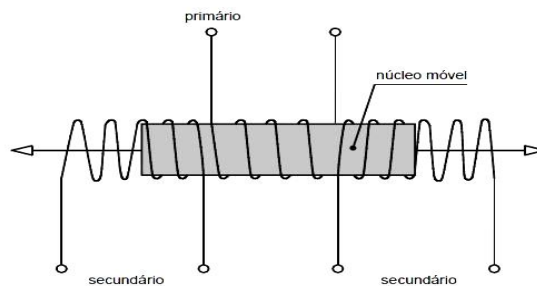


Figura 2.9 - Estrutura básica de um LVDT (Félix, 2004).

Devido ao acoplamento de fluxo destes com o primário, com a posição intermédia do núcleo, a tensão induzida nos dois enrolamentos secundários é igual. Por sua vez, quando a posição do núcleo varia, a tensão aumenta num secundário e diminui no outro.

Dentro da gama linear do transdutor, a tensão varia linearmente com o deslocamento do núcleo. Estes transdutores, em norma, apresentam grande estabilidade, têm boa resposta em regime dinâmico bem como em regime estático e devido à ausência de contato elétrico garantem elevada exatidão e a sua resolução apenas está limitada pelo dispositivo de leitura. No entanto, nem sempre é possível a utilização de sensores para medição direta de deslocamentos nas estruturas (Figueiredo, 2006).

Na Figura 2.10 é possível visualizar a forma como é aplicado um transdutor LVDT em obra.



Figura 2.10 - Colocação de um LVDT em obra.

De modo a medir deslocamentos verticais relativos, tais como flechas em pontes, uma solução viável é a utilização de um sistema de nivelamento hidrostático onde um circuito hidráulico percorre os locais que se pretende fazer a medição da flecha. Com isto, aos deslocamentos verticais da estrutura estão associadas variações de altura do líquido contido no interior do circuito que podem ser medidas através de:

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

A Figura 2.11 ilustra um caso de obra onde está representado um sensor de pressão e os acessórios associados à sua instalação tais como as válvulas de seccionamento que permitem controlar as pressões, protegendo o sensor de pressões superiores às admissíveis.



Figura 2.11 – Colocação em obra de sensor de pressão e seus acessórios.

Resultados presentes na bibliografia demonstram que recorrendo-se a um sistema com sensores de pressão, consegue-se obter uma precisão de valores na ordem dos 0,5mm utilizando níveis líquidos numa ponte. (Cavadas, 2008).

O facto de ser necessária a instalação de um circuito hidráulico condiciona a viabilidade deste sistema caso o mesmo não seja compatível com as condições de trabalho na obra. Nos circuitos de grande comprimento, o tempo necessário para atingir o equilíbrio hidrostático nos pontos de medição devido a um dado carregamento, condiciona o tempo de resposta do sistema o qual está relacionado com a amplitude do deslocamento, com as características de viscosidade do fluido e com as perdas de carga introduzidas no circuito hidráulico (Félix, 2004).

#### 2.4.2.3. Medição de rotações

Relativamente à medição de rotações em estruturas, pode-se restringir o estudo a dois processos. O primeiro, que tem como principal instrumento de medida o clinómetro e que foi o primeiro a surgir no mercado, destina-se a medir variações angulares de um dado eixo entre uma posição inicial e uma posição final. Destaca-se o clinómetro de bolha de ar que é caracterizado por um visor de vidro que por sua vez contém uma bolha de ar no seu interior sendo esta representativa da horizontalidade do sensor. Ainda hoje, este instrumento já com versões digitais, é o que representa mais precisão mas tem sido preterido pelos inclinómetros elétricos muito pelo fato de estes poderem ser integrados num sistema automático de aquisição e não ser necessária a deslocação de um técnico ao local para fazer as medições.

Os inclinómetros, como o modelo representado na Figura 2.12, fazem parte do segundo processo que tem por finalidade fazer a medição do desvio angular de um dado eixo em relação a um plano de referência fixo sendo medidas inclinações absolutas.



Figura 2.12 - Inclinómetro elétrico modelo 685B-10 da RDP Electronics, Limited (Félix, 2004).

Estes inclinómetros são sensores com um núcleo composto por um pêndulo gravítico e por uma bobine e, devido à rotação do inclinómetro relativamente à posição horizontal, o pêndulo movimenta-se no seu interior contrariado por um campo eletromagnético onde o sinal elétrico função desse movimento é amplificado, emitido e registado pelo equipamento de aquisição.

A Figura 2.13 ilustra um caso de obra onde foi aplicado um inclinómetro elétrico.



Figura 2.13 - Colocação de um inclinómetro elétrico em obra.

#### **2.4.2.4. Medição da força**

Durante a monitorização de uma estrutura, as células de carga surgem como o meio mais frequente de medir e controlar as forças diretamente. A transdução da força pode ser obtida por dispositivos hidráulicos ou de deformação que correlacionam a grandeza da carga aplicada com os deslocamentos e extensões elásticas associados

Estes dispositivos têm sido frequentemente utilizados na medição da força de tração em tirantes de suspensão, em cabos de pré-esforço ou nas reações de apoio.

Em norma, estes dispositivos são colocados como ilustra a Figura 2.14, entre a placa e o bloco de ancoragem que permite determinar o esforço axial nos tirantes de suspensão e nas extremidades do cabo de pré-esforço.



Figura 2.14 - Colocação de célula de carga em obra.

Estas medições são importantes na fase de construção de modo a controlar as várias fases de execução bem como na realização de ensaios de carga e na fase de exploração permitindo uma observação do comportamento da estrutura ao longo do tempo controlando as perdas ou acréscimos de carga atuante.

## 2.5. Sistemas de aquisição de dados

Existe uma vasta gama de sistemas de aquisição e com várias funcionalidades sendo que o principal objetivo é a receção das leituras dos sensores onde o processamento, armazenamento e transmissão das mesmas podem ou não estar incorporados no sistema.

Estes sistemas podem ser autónomos, dispensando a ligação permanente ao computador permitindo a ligação em rede e diminuindo o comprimento dos cabos de ligação e as perdas que lhes estão associadas, embora apresentem algumas desvantagens como o facto de serem menos potentes e mais dispendiosos por permitirem fazer leituras a um número reduzido de sensores ou podem ser sistemas de aquisição constituídos por placas de aquisição integradas em computadores que são mais económicos, mais potentes mas necessitam de cabos de ligação aos sensores de grande comprimento e da permanência de um computador em obra.

O sinal obtido pelos sensores é, em geral, analógico e necessita de ser convertido num sinal digital de modo a ser lido e interpretado pelos computadores tornando o sinal mais robusto e mais compacto. Um bom sistema de aquisição é então caracterizado por uma boa estabilidade do seu sinal, por manter o sinal livre de introdução de ruído e por ter um sinal com boa resolução que corresponde à capacidade que um dado conversor analógico/digital tem em permitir um maior número de divisões e conseqüente deteção de uma menor variação de sinal.

As unidades de medida podem ser em volts para medir a tensão elétrica, amperes para medir a intensidade de corrente elétrica ou ohms para medir a resistência elétrica. A Figura 2.15 esquematiza os diferentes componentes que estão inerentes a um sistema de aquisição, neste caso, usando um conversor analógico/digital e volts como unidade de medida.

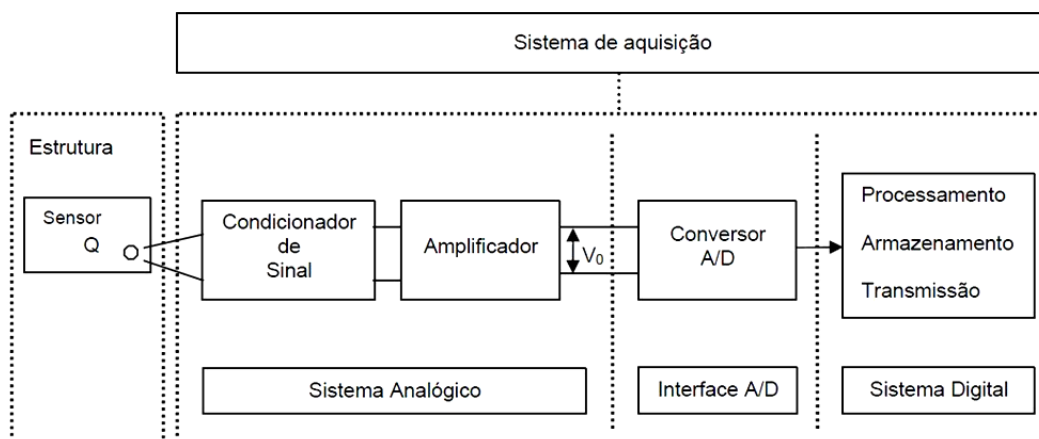


Figura 2.15 - Esquema de um sistema de conversão analógico - digital (Dally, et al., 1984).

O condicionador de sinal surge devido ao facto de existir uma grande variedade de sensores e com isso, as características dos sinais produzidos pelos mesmos em norma são diferentes entre si, apresentando em alguns casos, uma relação não linear com a grandeza que se quer medir. Deste modo, o condicionador tem como principal objetivo, realizar um conjunto de operações sobre esses sinais, tal como a sua linearização, de modo a serem interpretados por outros elementos ou equipamentos do sistema de medição.

O amplificador aparece com o intuito de aumentar o nível de sinal de um sensor antes de ser convertido em sinal digital de modo a aumentar a precisão do mesmo. A velocidade desta conversão assume grande importância pois se a frequência com que o sensor altera o seu estado for diferente da velocidade com que o sistema converte o sinal, irão ser introduzidos erros na informação recolhida pela monitorização.

Quando os dados são recolhidos pelo sistema de aquisição, existe muita informação que não é importante bem como a presença de ruído em parte dela. O processamento dos dados aparece com o intuito de tornar a interpretação dos mesmos mais fácil, rápida e precisa de modo a ser armazenada e transmitida apenas a informação que tem realmente interesse.

Como exemplo de um sistema de aquisição para monitorização permanente do comportamento estrutural surge o modelo DT80 da marca Data Taker ilustrado na Figura 2.16.



Figura 2.16 - Sistema de aquisição da Data Taker da série DT80 ([www.datataker.com](http://www.datataker.com)).

Este equipamento apresenta algumas características importantes tais como a possibilidade de integração permanente em obra, podendo ser controlado remotamente, apresenta 18 bits de resolução, memória USB que permite a rápida extração dos dados, possui canais analógicos e digitais e emite sinais de alarme arquivando os dados obtidos no momento.

O processo de monitorização termina quando a informação obtida por estes sistemas de aquisição chega a um servidor de dados. Com a monitorização contínua, existe um número elevado de informação para armazenar, no entanto, sempre que possível, os dados devem ser armazenados ordenadamente e catalogados para fácil interpretação.

No caso de estudo do Capítulo 4 deste trabalho foi necessário elaborar um plano de monitorização onde os resultados obtidos através do mesmo foram apresentados e discutidos.

### **3. Detecção de dano estrutural**

#### **3.1. Introdução**

O dano é um problema comum na maioria das obras de construção civil e pode ser definido como uma qualquer alteração do comportamento estrutural que afete o desempenho de um dado sistema, ou seja, que provoque uma redução da capacidade de resistir às solicitações para as quais o sistema estrutural foi dimensionado. A ocorrência destas alterações, pode conduzir a custos económicos, sociais e humanos consideráveis o que leva as entidades responsáveis a adotar cada vez mais técnicas que assegurem uma maior fiabilidade estrutural.

A Monitorização da Integridade Estrutural (MIE) ou Structural Health Monitoring (SHM) engloba muitas dessas técnicas e tem por base o desenvolvimento e implementação de estratégias de identificação de dano em sistemas estruturais com o objetivo de identificar as alterações da condição estrutural antes que estas evoluam para situações de dano.

Os diversos métodos de detecção de dano podem ser divididos em métodos destrutivos os quais necessitam que seja extraída uma parte da estrutura para proceder à identificação e avaliação do dano e em métodos não destrutivos. Nas inspeções de pontes, as inspeções visuais apresentam-se como o método não destrutivo mais comum da MIE mas, além de apresentarem resultados apenas qualitativos, nem sempre permitem a completa avaliação estrutural sendo um método que por si só não garante o plano de controlo da estrutura.

Ao longo das últimas décadas, novos métodos não destrutivos como o ultra som, acústica, campos magnéticos, raio X, entre outros apresentaram um avanço considerável para a integridade estrutural contudo, todos eles carecem de uma estimativa prévia do local do dano bem como acessibilidade para a sua inspeção. Estes métodos, na sua maioria, são classificados como métodos de detecção de dano local por avaliarem apenas pequenas áreas pontuais da estrutura sendo necessário conhecer antecipadamente a localização provável do dano para uma utilização eficiente dos mesmos. Os métodos de detecção de dano global avaliam as alterações globais da estrutura provocadas pelo dano.

Estes métodos que avaliam o dano de acordo com o comportamento global da estrutura, são baseados na análise estática ou dinâmica da mesma. Esta última análise, baseada na vibração da estrutura, é afetada pela presença dos danos que provocam variação nos parâmetros estruturais massa, rigidez e flexibilidade e estes por sua vez causam mudanças nos parâmetros dinâmicos da estrutura tais como as frequências naturais, os modos de vibração e o amortecimento. Contudo, estas alterações são demasiado pequenas para serem medidas o que impede o sucesso da identificação do dano (Estrada, 2008).

Com os avanços significativos dos métodos de análise modal e com a evolução das tecnologias de monitorização, os métodos baseados na análise dinâmica da estrutura têm ganho mais notoriedade por parte da comunidade científica.

Na Figura 3.1 está ilustrado um esquema representativo da classificação dos métodos de detecção de dano estrutural de acordo com as suas características.

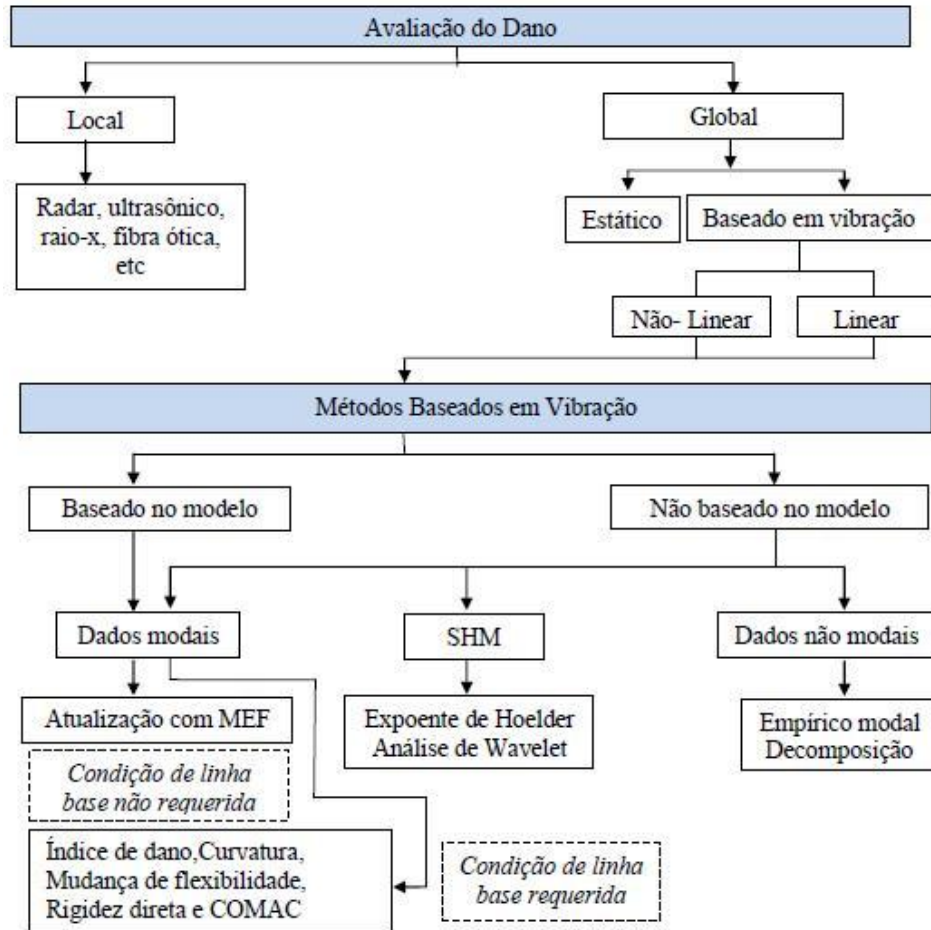


Figura 3.1 - Classificação dos métodos de detecção de dano (Ramos, 2007; Silva, 2011).

Os métodos baseados na vibração da estrutura podem seguir formulações lineares ou não lineares, ou seja, na formulação linear é considerado que a estrutura permanece em regime linear elástico com a introdução do dano enquanto a formulação não linear considera que o comportamento da estrutura passa a ser não linear após o aparecimento do dano. O método não linear representa de forma mais realista o estado da estrutura embora apresente grandes dificuldades matemáticas para a sua resolução (Silva, 2011).

Os métodos baseados na vibração podem não se basear no modelo da estrutura onde são comparados os parâmetros modais obtidos em diferentes cenários ou podem se basear no modelo da estrutura onde o modelo é feito pelo método de elementos finitos em que os parâmetros modais são ajustados com aqueles obtidos a partir de ensaios dinâmicos (Estrada, 2008).

No ponto seguinte deste capítulo estão descritos os métodos escolhidos para ser estudados neste trabalho, sendo que os restantes métodos mencionados na Figura 3.1 estão detalhados na referência Ramos (2007).

Os métodos de detecção de dano estrutural, para além de serem classificados quanto à sua capacidade de avaliar os danos localmente ou globalmente, através de análises estáticas ou dinâmicas, com recurso a formulações lineares ou não lineares, através da comparação com a resposta intacta da estrutura ou sem ela, também podem ser classificados segundo Rytter (1993) em 4 níveis tais como:

- Nível I: Detecção do dano;
- Nível II: Localização do dano;
- Nível III: Quantificação do dano;
- Nível IV: Determinação da vida útil remanescente devido ao dano.

Os métodos contidos no nível I determinam apenas a presença ou não do dano na estrutura, os métodos do nível II para além de considerarem a existência do dano também consideram a sua localização na estrutura, os métodos do nível III apresentam as características dos níveis anteriores acrescentando a quantificação do dano quanto à sua extensão e severidade. Por último, os métodos do nível IV detetam, localizam e quantificam o dano determinando também o restante tempo de vida útil da estrutura devido à presença desta anomalia.

O nível IV é utilizado geralmente na análise da fadiga da estrutura ou na avaliação do projeto estrutural não incidindo muito na abordagem da vibração estrutural. Os métodos são classificados essencialmente nos níveis I, II ou III sendo os métodos contidos neste último nível os mais interessantes na avaliação da integridade estrutural.

Embora pareça que a utilização de métodos de detecção de dano estrutural é de fácil aplicação na prática, na realidade por vezes surgem alguns problemas técnicos que limitam a correta obtenção dos resultados que servem de base no processo de identificação dos danos. De entre esses problemas, existem alguns ligados a questões práticas tais como a limitação do número de sensores de instrumentação, a presença de ruído de medição e a complexidade das estruturas de maior dimensão que dificultam o procedimento de avaliação da integridade estrutural.

Nos pontos seguintes deste capítulo serão descritos os métodos escolhidos para se proceder ao seu estudo e nos capítulos 4 e 5 serão aplicados esses mesmos métodos em dois casos de estudo diferentes que permitirá avaliar a capacidade que cada um dos métodos tem na detecção de danos estruturais.

### 3.2. Métodos de detecção de dano estrutural

No que à detecção de dano estrutural diz respeito, ainda não existe um método que seja totalmente fiável e que satisfaça todos os níveis de identificação de dano com resultados precisos. Na ainda escassa bibliografia relacionada, já se obtém em alguns métodos resultados interessantes mas por vezes a abordagem do sistema estrutural é demasiado simplista.

Nas próximas décadas, a exploração de novos métodos e de métodos já conhecidos em todo o tipo de sistemas estruturais, ainda vai ser um grande desafio para a comunidade científica. A abordagem de todos os métodos já conhecidos no caso de estudo que se propõe estudar neste capítulo, seria uma tarefa algo demorada e extensa.

Por esse motivo, procedeu-se à pesquisa bibliográfica de métodos já com resultados interessantes na identificação de danos em estruturas de engenharia civil e optou-se pelos seguintes métodos:

- Método das Linhas de Influência (MLI)
- Método da Curvatura dos Modos de Vibração (MCMV)
- Método da Transformada de Wavelet (MTW)

Estes métodos vão ser descritos mais exaustivamente nos pontos seguintes deste capítulo no entanto, na Tabela 3.1 é possível visualizar algumas características inerentes a cada um deles.

Tabela 3.1 - Características dos métodos de detecção de dano escolhidos.

Características	(MLI)	(MCMV)	(MTW)
Avaliação local do dano na estrutura			
Avaliação global do dano na estrutura	<b>x</b>	<b>x</b>	<b>x</b>
Baseado na análise estática da estrutura	<b>x</b>		
Baseado na análise dinâmica da estrutura		<b>x</b>	<b>x</b>
Compara com a resposta intacta da estrutura	<b>x</b>	<b>x</b>	
Não compara com a resposta intacta da estrutura			<b>x</b>

As características mencionadas na Tabela 3.1 relativas à detecção do dano comparando a resposta danificada com a resposta intacta da estrutura, são características importantes na escolha do método a utilizar pois, em situações reais, nem sempre é possível obter os resultados relativos ao comportamento da estrutura quando a mesma ainda não estava danificada. Deste modo, métodos como a transformada de wavelet são muito importantes para o melhor acompanhamento do desempenho da estrutura.

O método das linhas de influência demonstra ser um método simples e de fácil aplicação necessitando apenas da resposta estática da estrutura. Os outros dois métodos necessitam da resposta dinâmica da estrutura, nomeadamente dos modos de vibração da mesma, sendo que todos os métodos avaliam globalmente a estrutura na tentativa de detecção do dano.

### 3.2.1. Método das linhas de influência

Ao longo dos últimos anos têm sido feitas muitas tentativas de usar medições dinâmicas para monitorização da integridade estrutural de obras de engenharia civil como é o caso das transformadas de wavelet e da curvatura dos modos de vibração.

Nas estruturas de pontes, nem todos os seus danos são detetáveis com procedimentos dinâmicos. Exemplo disso é a zona mais próxima dos apoios do sistema estrutural onde a sensibilidade dos indicadores dinâmicos é baixa o que impede uma observação rigorosa e significativa de alguma alteração do comportamento estrutural que ali esteja presente.

Como alternativa, surgem as medições estáticas baseadas na linha de influência. Na Figura 3.2 é possível visualizar a existência de pontos de medição numa viga simplesmente apoiada que, durante a passagem da carga A sobre a mesma, procedem à medição de grandezas como por exemplo os deslocamentos ou as rotações e com isso, é possível obter a linha de influência dessas grandezas correlacionando a posição da carga A com as medições obtidas pelos sensores. O número e a posição dos pontos discretos da linha de influência depende do número de posições diferentes de aplicação da carga.

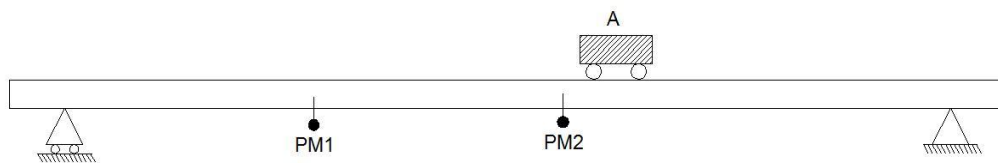


Figura 3.2 – Processo de obtenção de linhas de influência.

Na identificação de danos com base nas linhas de influência apenas é necessária uma medição de referência, ou seja, com a estrutura sem qualquer tipo de dano que vai servir para comparar com as medições subsequentes permitindo assim avaliar através da diferença entre elas se a estrutura se encontra danificada ou intacta.

Supondo que, após a execução do processo descrito na Figura 3.2, foram obtidos dois conjuntos de valores que correspondem à linha de influência dos deslocamentos sem a introdução de qualquer tipo de dano na viga  $\bar{D}(x)$  e à linha de influência dos deslocamentos após a introdução de um dano na viga  $D(x)$ . Exportando o mesmo procedimento para a linha de influência dos momentos e das rotações, a diferença entre estes dois estados, com e sem dano, pode ser obtida por:

$$LI_1(x) = D(x) - \bar{D}(x) \quad (3.1)$$

$$LI_2(x) = M(x) - \bar{M}(x) \quad (3.2)$$

$$LI_3(x) = R(x) - \bar{R}(x) \quad (3.3)$$

Para um dado sistema geometricamente e materialmente linear, se as equações correspondentes à diferença entre os dois estados for igual a 0, pode-se afirmar que os dois estados são iguais e que não existem danos na estrutura, se por outro lado, as equações forem diferentes de 0, então existe algum dano no segundo estado que provoca a alteração do comportamento estrutural.

A Figura 3.3 ilustra a diferença entre as linhas de influência dos deslocamentos de uma viga com e sem dano onde os deslocamentos foram medidos por um sensor LVDT. É possível visualizar que a diferença entre os dois estados é diferente de 0 e como tal existe algum dano no elemento em estudo. Um aspeto interessante deste método é que quando existe alguma diferença entre os dois estados, o ponto que apresenta o valor mais elevado dessa diferença é o ponto correspondente à localização do dano existente, no caso da Figura 3.3, o dano encontra-se a 1m da extremidade esquerda do elemento em estudo.

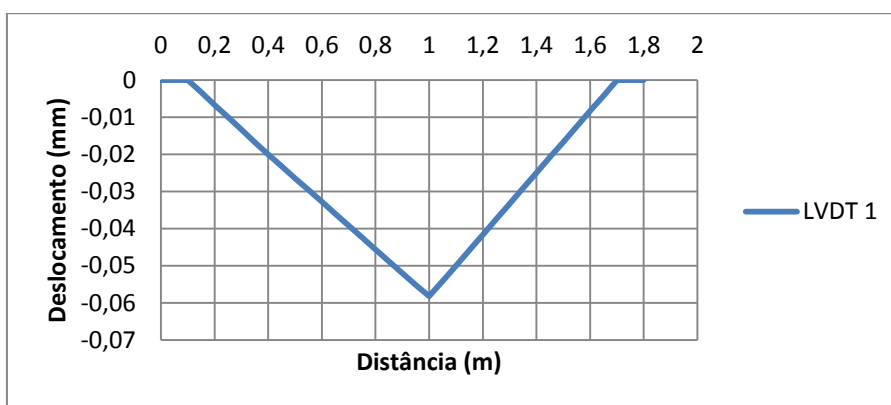


Figura 3.3 - Diferença entre linhas de influência do deslocamento com e sem dano

Este método, dependendo da qualidade dos resultados obtidos, pode ser facilmente classificado com o nível II da classificação de identificação de danos, sendo que o dano é detetado apresentando a diferença entre os dois estados diferente de 0 e é localizado através do máximo da diferença entre as linhas de influência com e sem dano.

Grandic (2011) apresenta resultados muito interessantes utilizando este método de deteção de dano. Foi elaborado um modelo numérico de uma viga simplesmente apoiada onde uma carga de 100 kN percorre a mesma sendo feitas medições dos deslocamentos em cada elemento finito espaçado de 0,25m. Com isso, foi construída a linha de influência dos deslocamentos e através do método das diferenças finitas foram obtidas a rotação e a curvatura dessa mesma linha de influência.

Foram obtidos os resultados para um cenário onde a viga se encontrava intacta, sem qualquer tipo de dano e posteriormente foram introduzidos danos correspondentes a uma redução de 20% da rigidez da viga em vários elementos finitos que a constituem.

Na Figura 3.4 é possível visualizar a introdução de um dano a meio vão da viga simplesmente apoiada e os gráficos representativos da diferença da rotação e da curvatura da linha de influência dos deslocamentos bem como da diferença da própria linha de influência dos deslocamentos.

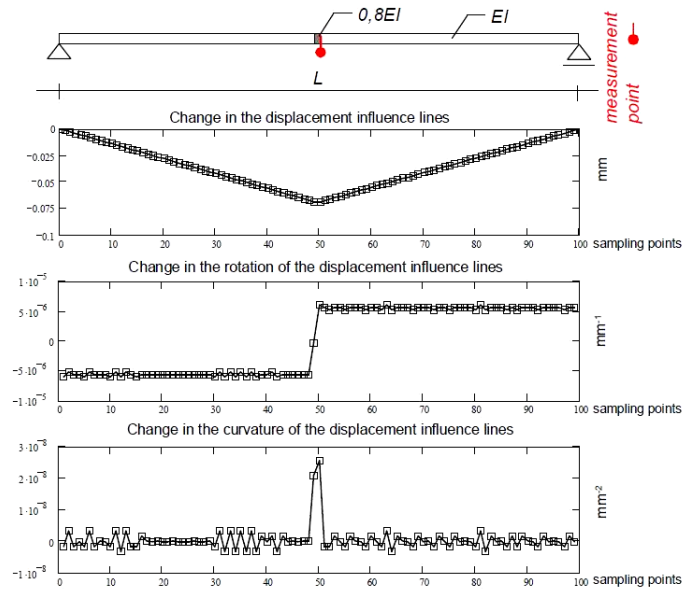


Figura 3.4 – Resultados obtidos para viga simplesmente apoiada (Grandic, 2011).

Na Figura 3.5 foi elaborado o mesmo procedimento mas simulando o dano não numa viga simplesmente apoiada mas numa viga contínua.

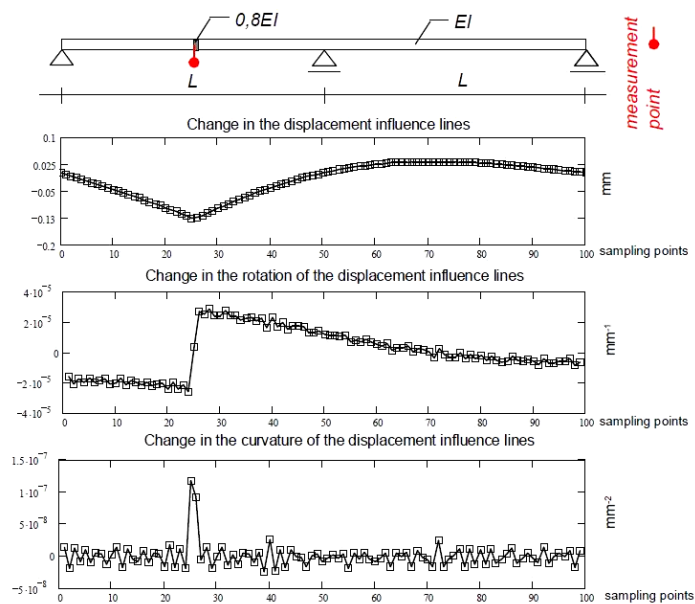


Figura 3.5 - Resultados obtidos para viga contínua (Grandic, 2011).

Como é possível observar nas Figuras 3.4 e 3.5, o dano foi identificado através dos deslocamentos, da rotação e da curvatura sendo visível em todos os gráficos uma perturbação no local do dano. De referir que uma das principais vantagens associadas a este método é o facto de necessitar apenas de um instrumento de medida em cada tramo para obter bons resultados na identificação de danos. Este método vai ser estudado em vários cenários diferentes nos Capítulos 4 e 5 deste trabalho.

### **3.2.2. Método da curvatura dos modos de vibração**

Apesar dos métodos baseados na análise estática necessitarem apenas dos dados medidos diretamente através da monitorização ou destes após uma simples transformação de modo a aumentar a sensibilidade aos danos, são os métodos baseados na análise dinâmica que ao longo dos últimos anos têm sido mais explorados em especial com o uso de parâmetros dinâmicos na detecção de danos de uma estrutura, nomeadamente as frequências naturais e os modos de vibração. A razão deste interesse deve-se em grande parte à facilidade de medição dos parâmetros modais em estruturas reais onde uma mudança da frequência natural ou dos modos de vibração aparenta ser um bom indicador da perda de rigidez de uma estrutura.

De modo a proceder à obtenção desses parâmetros dinâmicos será necessário ou elaborar um plano de monitorização para que seja medida a resposta dinâmica da estrutura ou determinar um procedimento numérico, recorrendo por exemplo a um programa de cálculo onde seja feita a modelação numérica da estrutura para posterior extração desses parâmetros. Na situação onde se recorre à monitorização, serão obtidos resultados possivelmente já com a estrutura danificada e na ausência da resposta dinâmica de um estado de referência, o método da curvatura já não será aplicável. A modelação numérica é uma opção prática que permite simular a resposta dinâmica de uma estrutura tanto para o seu estado de referência como para o seu estado danificado.

Já vários métodos de detecção de dano estrutural foram propostos com a utilização destes parâmetros dinâmicos. O primeiro estudo de monitorização da vibração foi realizado em 1940 com Kirmser (1944) a relacionar as frequências naturais com a introdução de uma fenda numa barra de ferro. Desde essa altura foram propostas várias técnicas entre as quais a mudança dos modos de vibração e a mudança das frequências. Salawu (1997) destacou que os métodos da mudança de frequência são mais adequados para grandes estruturas de engenharia civil, visto que os danos em elementos como por exemplo uma viga provocam alterações reduzidas nas frequências naturais, ressaltou que alterações apenas nas frequências poderiam não indicar a existência do dano e referiu que os fatores ambientais podem influenciar negativamente o processo de detecção do dano.

Desta forma, os modos de vibração são frequentemente considerados em procedimentos de avaliação de integridade estrutural. Um dos primeiros métodos para comparação dos modos de vibração foi o Critério da Concordância Modal (Modal Assurance Criterion - MAC) proposto por Allemang e Brown (1982) que tem por objetivo correlacionar dois modos de vibração provenientes da estrutura intacta e danificada. Este método, atribui o valor de 1 se dois vetores, ou seja, dois modos de vibração forem iguais e atribui o valor de 0 se estes forem completamente diferentes sendo que valores diferentes de 1 podem ser indicadores da presença de dano. Devido à sua simplicidade, este método pode ser utilizado apenas com o intuito de obter informação complementar na avaliação da integridade estrutural pois, resultados obtidos noutros estudos, comprovam que a sua sensibilidade ao dano é reduzida não conseguindo detetar uma anomalia na sua fase inicial.

O Critério da Concordância da Coordenada Modal (Coordinate Modal Assurance Criterion - COMAC) apresentado por Lieven e Ewins (1988) surgiu posteriormente e mede o grau de correlação entre os graus de liberdade de dois modos de vibração em que se o valor referente ao grau de liberdade for igual a 1, a estrutura não possui anomalias em contrapartida, quanto mais próximo for de 0, maior a probabilidade de existir um dano na zona analisada. Os valores obtidos por este método não apresentam variação suficiente para detetar claramente os danos para todas as condições, apenas com danos graves na estrutura se obtém o sucesso da deteção sendo a aplicabilidade deste método restringida também pelo facto de surgirem localizações de danos em zonas intactas da estrutura (Salgado, 2006).

Pandey et al (1991) utilizou um modelo em elementos finitos de uma viga simplesmente apoiada, reduziu o valor do módulo de elasticidade de uma secção da mesma em 50% e concluiu que a diferença entre a segunda derivada dos modos de vibração, ou seja, a curvatura dos modos de vibração da viga íntegra e danificada apresenta mais sensibilidade ao dano do que os métodos MAC e COMAC no que diz respeito ao processo de deteção do dano. Cada vez que o dano aumentava a sua severidade, a curvatura dos modos de vibração também aumentava, facto este, que pode ser utilizado para quantificar o dano.

Segundo Pandey et al (1991), este método está relacionado com a rigidez à flexão de um qualquer material e desde que o mesmo seja elástico e linear pode ser representado da seguinte forma:

$$v'' = \frac{M}{EI} \quad (3.4)$$

O parâmetro  $v''$  representa a curvatura da secção,  $M$  o momento fletor e  $EI$  a rigidez à flexão do elemento. Como o momento fletor é proporcional à curvatura, sempre que em algum elemento seja evidente a presença de um dano como por exemplo uma fissura ou a corrosão de um elemento metálico que provoque uma diminuição da sua rigidez e conseqüente aumento do momento fletor, a curvatura nessa mesma região irá ter a sua magnitude aumentada o que torna este método vantajoso na deteção e localização de um determinado dano.

A principal desvantagem deste método está relacionada com a técnica utilizada para obtenção das segundas derivadas dos modos de vibração. O método da diferença central mostra-se como uma opção viável para proceder ao cálculo da curvatura dos modos de vibração e é dado pela seguinte equação:

$$v'' = \frac{(u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}))}{h^2} \quad (3.5)$$

Onde  $u_i$  corresponde ao deslocamento modal dos vários nós constituintes do elemento finito e  $h$  indica a altura desse mesmo elemento.

O método da diferença central tem vindo a ser alvo de estudo de modo a ser otimizado visto que o mesmo, aquando da presença de danos menos severos, tende a apresentar diferenças dos valores da curvatura modal em zonas intactas maiores do que a diferença correspondente à presença do dano o que impossibilita o sucesso da sua deteção.

Com a representação gráfica da curvatura dos deslocamentos modais da estrutura danificada, em norma, é possível a visualização de um pico na zona do dano. Quando não é possível identificar e localizar o dano, recorre-se ao cálculo da diferença entre as curvaturas que resultam dos modos de vibração do elemento com e sem dano correspondendo a maior diferença entre as curvaturas ao local do dano.

A Figura 3.6 ilustra um estudo de Melo (2012) que procedeu à introdução de um dano num elemento de um banzo inferior de um modelo reduzido de uma ponte treliçada. Este dano correspondeu a uma redução de 50% da rigidez desse elemento. Após a obtenção dos modos de vibração, procedeu-se ao cálculo da curvatura do primeiro modo e verificou-se graficamente que no local do dano, a 0,70m do apoio esquerdo, existe um pico que identifica o dano introduzido.

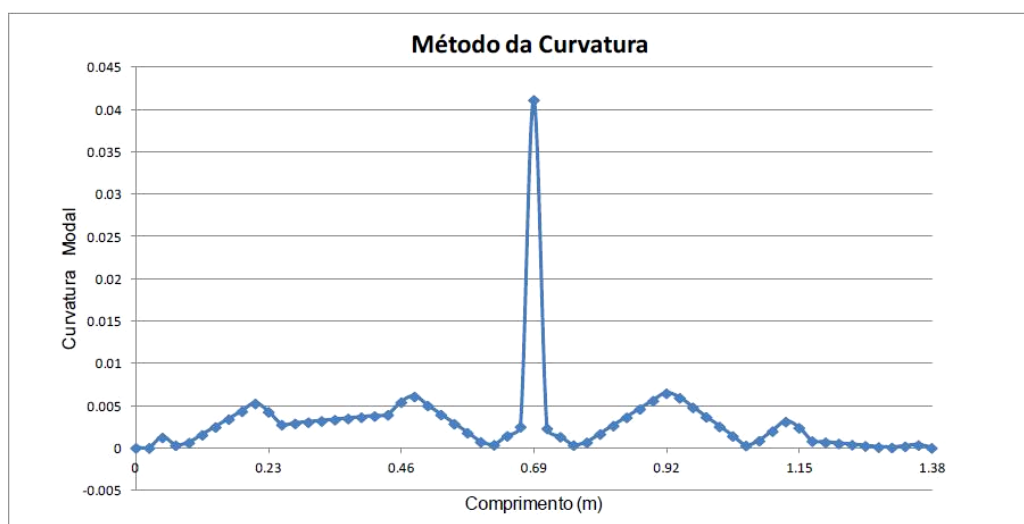


Figura 3.6 – Curvatura modal do primeiro modo de vibração (Melo, 2012).

Relativamente à classificação de identificação de danos, é possível visualizar através da Figura 3.6 que este método permite ser classificado como nível II uma vez que permite detetar o dano através do pico que a linha do gráfico apresenta e permite localizar o dano pois o pico surge, segundo o eixo horizontal do gráfico, no local onde foi introduzido o dano.

No Capítulo 5 deste trabalho vai se proceder ao estudo de uma ponte onde este método será avaliado na sua capacidade de detetar danos com vários graus de severidade, baseado nos três primeiros modos de vibração da ponte em diferentes cenários e com a introdução de danos em vários elementos.

### 3.2.3. Método da transformada de wavelet

Ainda hoje nos deparamos com a presença de diversos sinais tais como os sinais sísmicos, os sinais de rádio, os sinais biomédicos, processamento de som e imagem, entre outros. O processamento e análise destes sinais através da soma de senos e cossenos em diferentes frequências teve início no século XIX pela mão de Joseph Fourier.

Através da transformada de Fourier, um sinal representado no domínio do tempo é transformado para o domínio da frequência sendo a informação do tempo perdida. Por isso, esta transformada é apropriada para medir sinais cujas propriedades não mudam muito ao longo do tempo, permitindo apenas uma análise do comportamento global dos sinais.

A transformada de wavelet surge posteriormente como uma alternativa ao processamento de sinais contudo, apresentava uma representação diferente dos mesmos. Assim, um sinal temporal ou espacial é decomposto numa série de funções locais de ondas (wavelets) de acordo com o tempo. Estas ondas não apresentam uma frequência uniforme ao longo do tempo permitindo uma descrição mais precisa do comportamento do sinal.

Deste modo, a transformada de wavelet surge com algumas vantagens na detecção de dano em relação à transformada de Fourier tais como a detecção da presença e da localização do dano em simultâneo bem como o instante temporal em que ele ocorreu, apresentando para isso, grande sensibilidade a descontinuidades temporais num determinado sinal.

Graficamente, uma função wavelet representa de forma bem mais perceptível a presença de uma perturbação do que uma função periódica sinusoidal conforme se ilustra na Figura 3.7. Nas wavelets, as pequenas ondas em que um sinal é decomposto, tornam-se mais compactas, mais intensas e mais localizadas no espaço quando existem pequenas variações num determinado sinal.

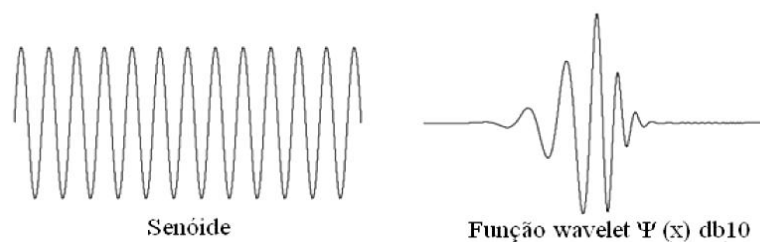


Figura 3.7 - Função periódica sinusoidal e função wavelet de Daubechies com 10 momentos nulos (Loureiro, 2004)

A Transformada de Wavelet pode ser encontrada sobre a forma de Transformada Contínua de Wavelet (TCW) ou sobre a forma de Transformada Discreta de Wavelet (TDW). A descrição das Wavelets-Mãe e das propriedades das Wavelets será feita de seguida para melhor compreensão da posterior descrição das transformadas.

### 3.2.3.1. Wavelets-mãe

As funções simbolizadas por  $\Psi(t)$  são designadas por wavelets-mãe e têm um papel fundamental no cálculo dos coeficientes de wavelet. Existem diversas famílias de wavelets e a sua escolha é muito importante pois wavelets mais suaves indicam melhor resolução em frequência do que wavelets que possuem variações bruscas ou descontinuidades. Neste trabalho descrevem-se sucintamente as funções Haar, Daubechies, Biorthogonal, Coiflets, Symlets, Morlet, Mexican Hat e Meyer, posteriormente analisadas na detecção de dano.

A função wavelet Haar está representada na Figura 3.8, é a função mais simples que existe, descoberta por Haar em 1910 e assume os seguintes valores:

$$\Psi(x) = 1, \quad \text{se } x \in [0, 0.5]$$

$$\Psi(x) = -1, \quad \text{se } x \in [0.5, 1]$$

$$\Psi(x) = 0, \quad \text{se } x \notin [0, 1]$$

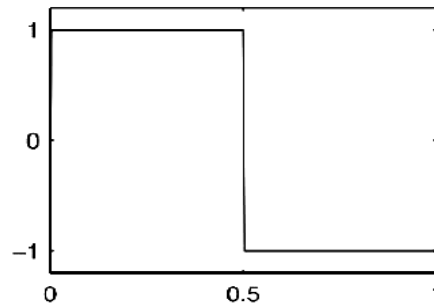


Figura 3.8 - Wavelet-mãe Haar (Misiti, 2009)

Segundo Daubechies (1988), a função wavelet Daubechies possui uma família composta por 9 membros desde Db2 até Db10 como ilustra a Figura 3.9, onde a função Db1 corresponde à função wavelet Haar. Esta função é escrita com DbN onde Db é a designação abreviada de Daubechies e N corresponde à sua ordem. Estas wavelets são caracterizadas por serem ortogonais, com suporte compacto e na sua maioria assimétricas tornando assim viável a análise discreta de wavelets.

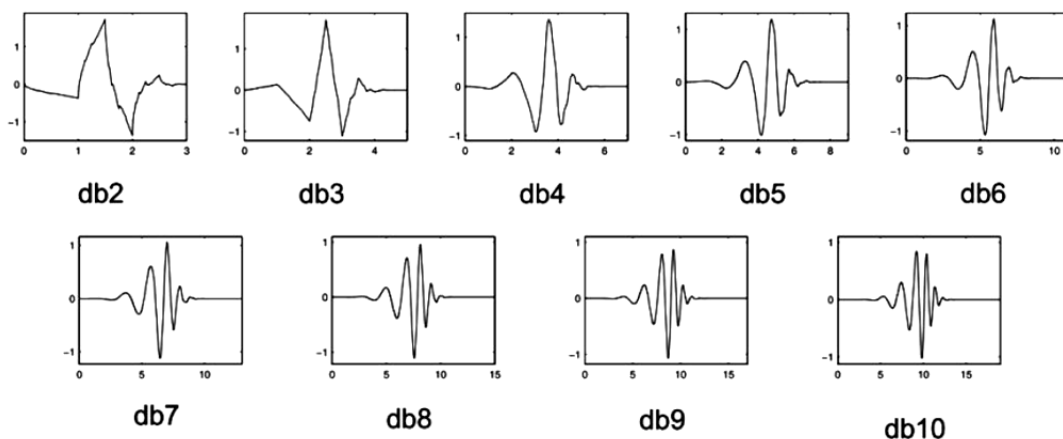


Figura 3.9 - Família de wavelets db2 a db9 (Misiti, 2009)

A família de wavelets Biorthogonal é designada por  $\text{biorNr.Nd}$ , onde  $Nr$  é a ordem de reconstrução e  $Nd$  é a ordem de decomposição. As wavelets representativas destas duas ordens estão visíveis em duas colunas na Figura 3.10 onde em cada coluna o seu lado esquerdo é representativo da wavelet de decomposição e o seu lado direito da wavelet de reconstrução.

Esta família exhibe a propriedade de fase linear que é necessária para a reconstrução da imagem e do sinal.

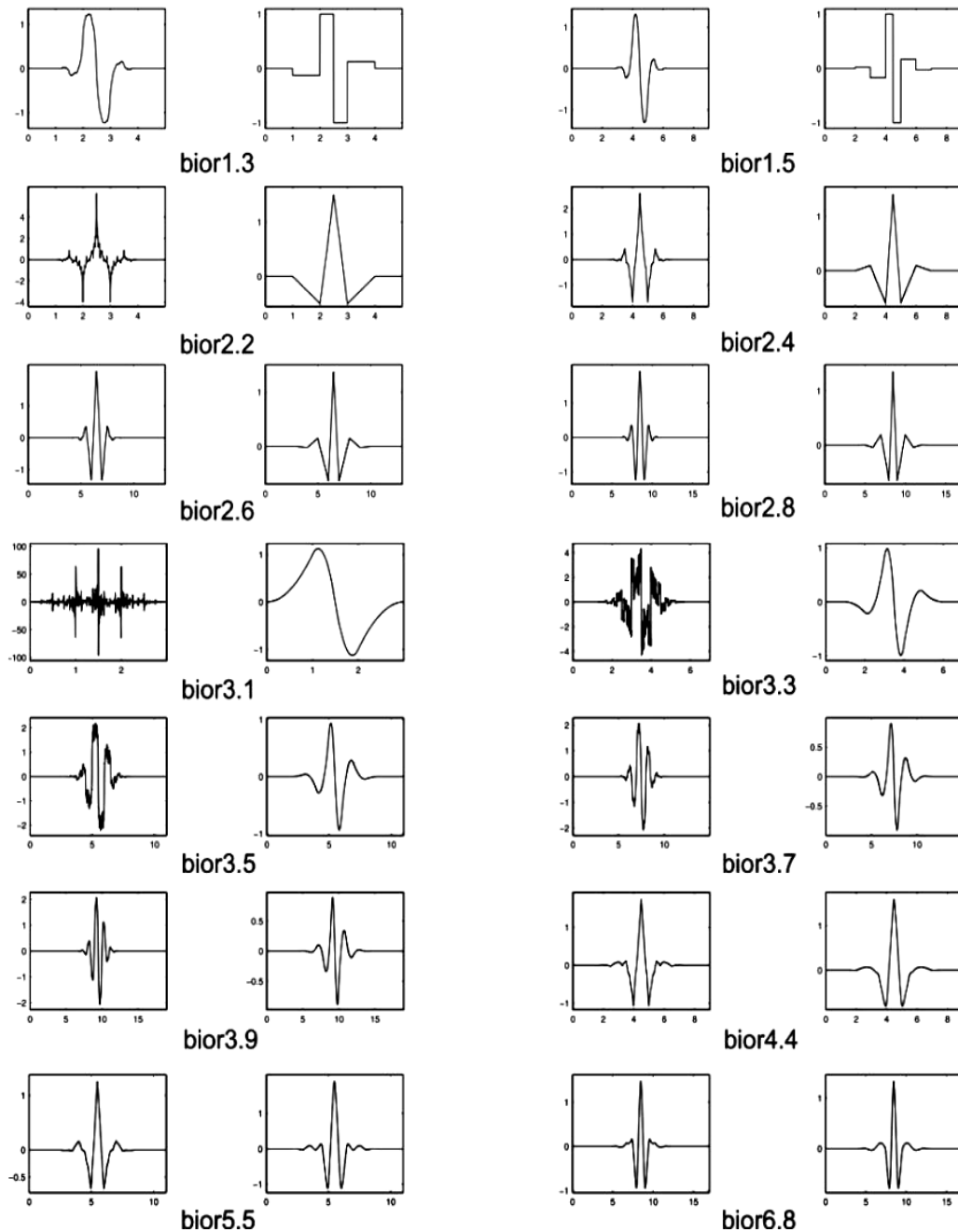


Figura 3.10 - Família de wavelets biorthogonais (Misiti, 2009)

A família de wavelets Coiflets foi construída por Ingrid Daubechies a pedido de R. Coifman. Esta família é dotada de momentos nulos não só na função wavelet mas também na função escala, onde estes na função wavelet estão relacionados com a sua suavidade, garantindo a continuidade das suas derivadas. A Figura 3.11 apresenta a família de wavelets Coiflets.

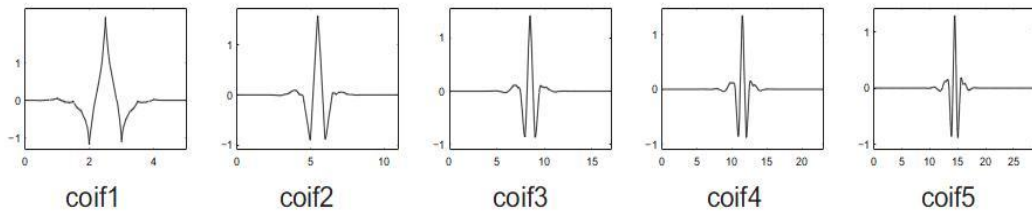


Figura 3.11 - Família de wavelets Coiflets (Misiti, 2009)

Também construídas por Daubechies aparecem as Symlets, representadas na Figura 3.12, com o intuito de satisfazer as condições de simetria e fase linear, não sendo perfeitamente simétricas, pois a condição de ortogonalidade torna isso impossível.

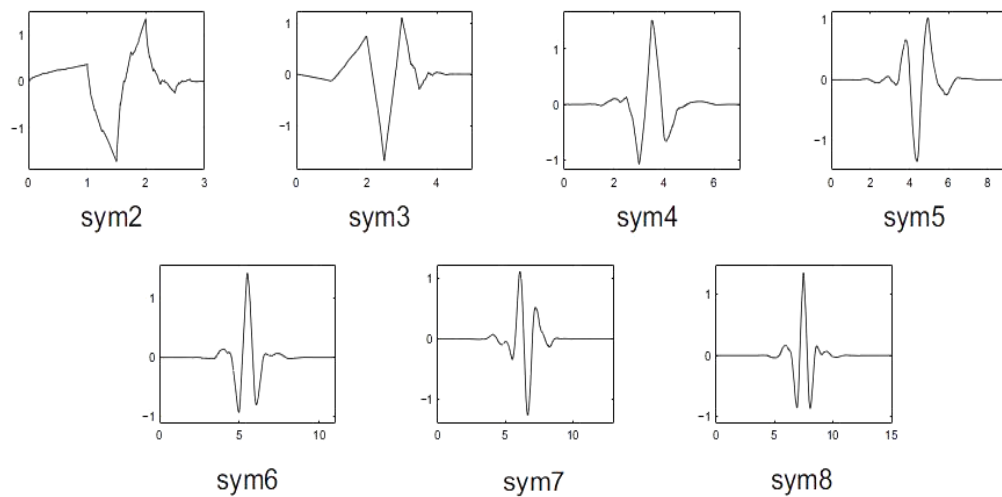


Figura 3.12 - Família de wavelets Symlets (Misiti, 2009)

A wavelet Morlet ilustrada na Figura 3.13, não tem função de escala mas é explícita.

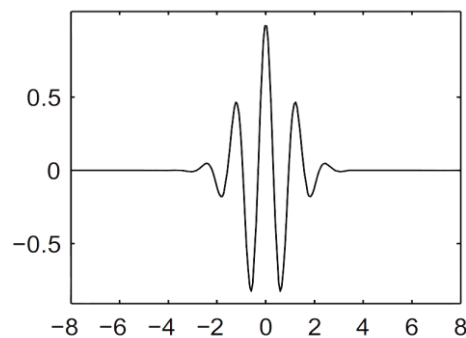


Figura 3.13 - Família de wavelets Morlet (Misiti, 2009)

As wavelets Mexican Hat representadas na Figura 3.14, não têm nenhuma função de escala e são derivadas de uma função que é proporcional à segunda derivada da probabilidade gaussiana função da densidade.

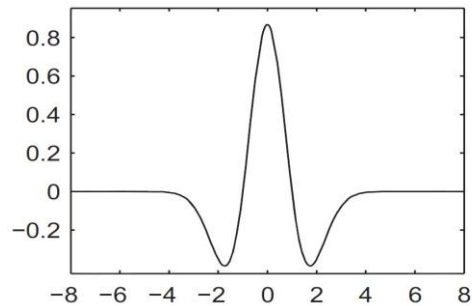


Figura 3.14 - Família de wavelets Mexican Hat (Misiti, 2009)

As wavelets Meyer ilustradas na Figura 3.15 são função da escala e são definidas no domínio da frequência.

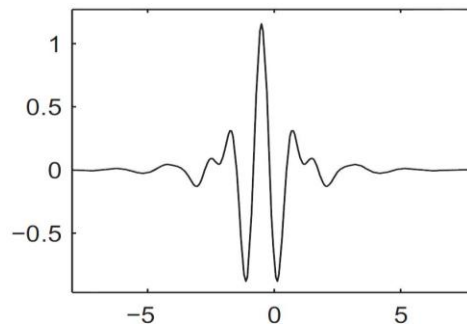


Figura 3.15 - Família de wavelets Meyer (Misiti, 2009)

### 3.2.3.2. Propriedades das wavelets

Segundo Estrada (2008), as funções wavelet possuem diferentes propriedades que lhes permitem ser mais apropriadas para determinados fins sendo que para um processo de detecção de danos, as propriedades mais relevantes que uma função wavelet precisa de ter são:

- Ortogonalidade e biortogonalidade: estas propriedades garantem o cálculo rápido dos coeficientes de wavelet embora nem todas as funções de wavelet possuam estas duas propriedades;
- Suporte compacto: esta propriedade significa que a função wavelet não assume o valor zero para intervalos finitos. Esta propriedade permite representar de forma mais eficiente os sinais que têm características localizadas;
- Momentos nulos: esta propriedade determina o grau do polinómio que pode ser aproximado. Esta propriedade é usada para seleccionar a wavelet-mãe mais adequada para a detecção de danos;
- Regularidade: é o número de vezes que uma função é diferenciável no ponto  $x_0$ . As singularidades numa função podem ser detetadas por essa regularidade.

Segundo Ovanesova e Suarez (2004), as wavelets-mãe mais conhecidas são classificadas da seguinte forma:

- A Haar, Daubechies de ordem  $N$ (dnN), Meyer, Symlets de ordem  $N$ (symN) e a Coiflets de ordem  $N$ (coifN) são exemplos de wavelets-mãe ortogonais;
- A Haar, Daubechies de ordem  $N$ , Symlets de ordem  $N$  e a Coiflets de ordem  $N$  são wavelets-mãe que possuem suporte compacto;
- A Daubechies de ordem  $N$ , Symlets de ordem  $N$  e a Coiflets de ordem  $N$  são wavelets-mãe que possuem um número arbitrário de momentos nulos;
- A Morlet, Meyer e Gaussian são wavelets-mãe regulares. Por outro lado, a Daubechies de ordem  $N$ , a Symlets de ordem  $N$  e a Coiflets de ordem  $N$  são wavelets-mãe que possuem uma regularidade pobre.

A Tabela 3.2 apresenta um resumo das famílias de wavelets e as propriedades associadas a cada uma delas de acordo com Misiti (2009).

Tabela 3.2 - Resumo das propriedades das famílias de wavelets (Silva, 2011).

Propriedade	morl	meyer	haar	dbN	symN	coifN	biorNr.Nd
Infinitamente regular	x	x					
Regularidade arbitrária				x	x	x	x
Suporte compacto ortogonal			x	x	x	x	
Suporte compacto biortogonal							x
Ortogonal			x	x	x	x	
Biortogonal							x
Número de momentos nulos arbitrários				x	x	x	x
Transformada contínua	x	x	x	x	x	x	x
Transformada discreta		x	x	x	x	x	x

Como pode ser observado pela Tabela 3.2, as wavelets Daubechies, Symlets, Coiflets e Biorthogonal são as que apresentam as melhores propriedades no que diz respeito ao processo de detecção de danos estruturais. No caso de estudo de uma ponte presente no Capítulo 5 deste trabalho, vai ser avaliada a capacidade destas wavelets em identificar, localizar e quantificar os danos que serão simulados, sendo que vários graus de severidade serão introduzidos e diversos cenários diferentes serão abordados tendo em conta os três primeiros modos de vibração da estrutura.

### 3.2.3.3. Transformada contínua de wavelet (TCW)

Quando se pretende analisar sinais através de uma única resolução existem alguns problemas pois, como ilustra a Figura 3.16, os sinais de alta frequência em norma necessitam de um aumento de resolução no domínio do tempo para que seja mais fácil a sua interpretação e os sinais de baixa frequência precisam de uma visualização mais alargada no domínio do tempo, menos resolução, para serem melhor compreendidos.

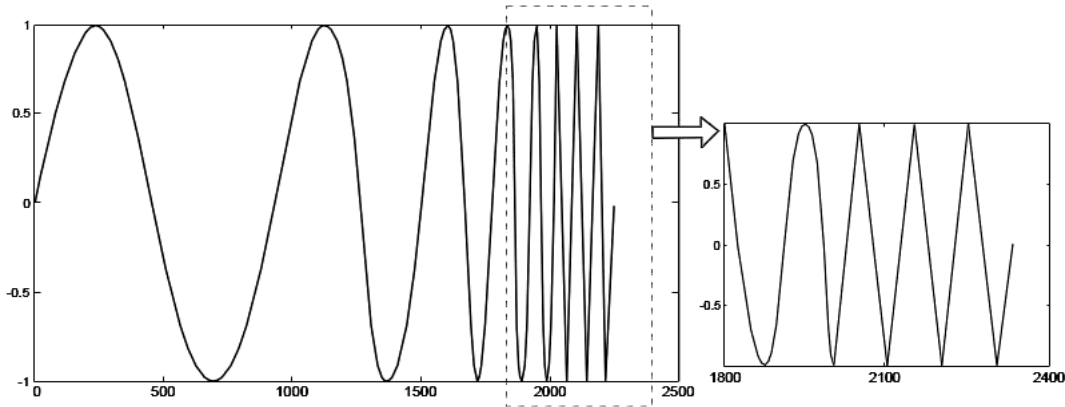


Figura 3.16 - Dificuldade na observação de altas e baixas frequências para uma mesma resolução (Araújo, 2009)

A transformada contínua de wavelet (TCW) surgiu devido à necessidade de uma técnica que permitisse a análise de um sinal sobre várias resoluções e várias posições no domínio do tempo, continuamente.

Esta transformada é definida como o somatório de todos os tempos ao longo do sinal multiplicado por uma wavelet-mãe transladada e escalonada.

$$C_{a,b} = C_{a,b}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)\Psi_{a,b}(t) dt \quad (3.6)$$

A wavelet-mãe  $\Psi_{a,b}$  está associada ao parâmetro de escala  $a$  onde, para escalas altas tem-se frequências baixas e sinais dilatados e para escalas baixas tem-se frequências altas e sinais comprimidos e está associada também ao parâmetro de translação  $b$  que permite a observação do sinal em várias regiões ao longo do tempo.

$$\Psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}}\Psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \quad (3.7)$$

O termo  $\frac{1}{\sqrt{a}}$  surge na equação de modo a evitar que as mudanças de escala alterem a energia da função, ou seja, à medida que se comprime a função a amplitude aumenta e o termo  $\Psi\left(\frac{t-b}{a}\right)$  é designado por wavelets filhas comprimidas, versões de alta frequência da wavelet mãe, quando utilizadas para extrair informações temporais do sinal analisado, ou designado por wavelets filhas dilatadas, versões de baixa frequência da wavelet mãe, quando usadas para obter informações relativas às frequências contidas neste sinal (análise tempo-frequência) (Misiti, 2009). Na Figura 3.17 é possível visualizar uma translação e um escalonamento da wavelet chapéu mexicano.

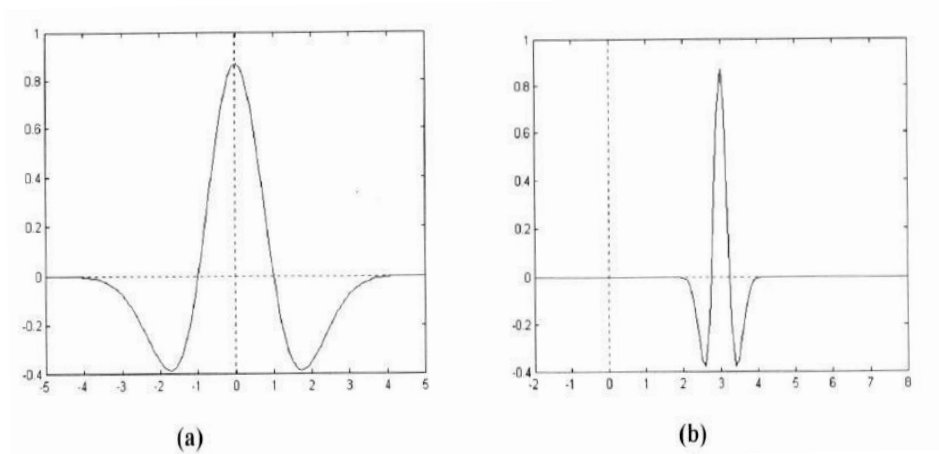


Figura 3.17 - (a) Wavelet mãe do tipo chapéu mexicano; (b) Wavelet filha escalonada por 'a' e transladada no tempo por 'b' (Teixeira, 2001).

Substituindo a Equação 3.7 na Equação 3.6 vem que:

$$C_{a,b}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \frac{1}{\sqrt{a}} \Psi\left(\frac{t-b}{a}\right) dt \quad (3.8)$$

Da Equação 3.8 resultam os chamados coeficientes de wavelet  $C_{a,b}$  depois de um processo exaustivo de alteração do parâmetro escala  $a$  e do parâmetro posição  $b$  conseguindo desse modo a representação do sinal original segundo as características da wavelet mãe utilizada.

A utilização desta transformada na detecção de dano mostra-se muito vantajosa pois, uma das principais características destes coeficientes é a sua sensibilidade a pequenas discontinuidades num determinado sinal. Assim, numa qualquer estrutura, a perda de rigidez de um dos seus elementos constituintes é detetada por estes coeficientes através de um aumento de energia na região do dano alcançando graficamente grandes amplitudes nesse local.

A base deste processo consiste na translação da wavelet ao longo de todo o domínio da função analisada sendo este passo repetido com diversas escalas. Para cada situação de escalonamento e translação são calculados continuamente os coeficientes wavelet  $C_{a,b}$ .

Este procedimento repetitivo segundo uma infinidade de translações e escalonamentos contínuos, fazem com que o processo seja lento, pouco eficiente do ponto de vista computacional e de onde se obtêm alguns resultados redundantes entre eles.

### 3.2.3.4. Transformada discreta de wavelet (TDW)

Devido às desvantagens que a transformada contínua apresenta, surge a transformada discreta onde a translação e o escalonamento ocorrem em intervalos espaçados na potência de 2 sendo feita uma análise diádica. A transformação contínua acrescentava demasiada informação redundante e dessa forma, a definição de variações espaçadas dos parâmetros  $a$  e  $b$  não limita a análise do sinal embora a variação muito espaçada pode resultar na perda de informação de interesse.

Sendo assim a escala  $a$  é definida pela Equação 3.9 e a translação  $b$  obtida pela equação 3.10.

$$a = 2^j \quad (3.9)$$

$$b = k2^j \quad (3.10)$$

A wavelet mãe resulta em:

$$\Psi_{j,k}(t) = 2^{j/2} \Psi(2^j t - k) \quad (3.11)$$

Os coeficientes discretos de wavelet são então dados por (Silva, 2011):

$$C_{j,k} = C_{j,k}(t) = \int_0^\infty f(t) \Psi_{j,k}(t) dt \quad (3.12)$$

Onde os parâmetros  $j$  e  $k$  são os índices de escala e translação, respetivamente.

Mallat (1989) chegou à conclusão que o efeito da mudança de escala de um sinal pode ser melhor interpretado se for usado o conceito de resolução, ou seja, usando filtros. Este método é a forma mais eficiente de aplicar a transformada discreta de wavelet. O processo baseia-se na filtragem de um determinado sinal através de filtros passa alto e passa baixo que fornecem versões do sinal original correspondentes aos coeficientes de funções wavelets e funções escala, respetivamente.

No que diz respeito à transformada de wavelet, fala-se normalmente em aproximações e detalhes. As aproximações são as altas escalas, ou seja, os componentes de baixa frequência do sinal e os detalhes são as baixas escalas, isto é, os componentes de alta frequência do sinal. O conteúdo de baixa frequência da maioria dos sinais é o que lhes dá identidade e o conteúdo de alta frequência é o que os caracteriza.

Considerando a voz humana, se se remover os conteúdos de alta frequência, a voz soa de forma diferente mas o discurso continue a ser perceptível, no entanto, se se remover os conteúdos de baixa frequência o discurso deixa de ser perceptível. (Misiti, 2009).

Na Figura 3.18 é possível visualizar o processo de filtragem considerando somente o seu primeiro nível, sendo que um sinal S passa em dois filtros complementares onde resultam dois sinais correspondentes às aproximações e aos detalhes.

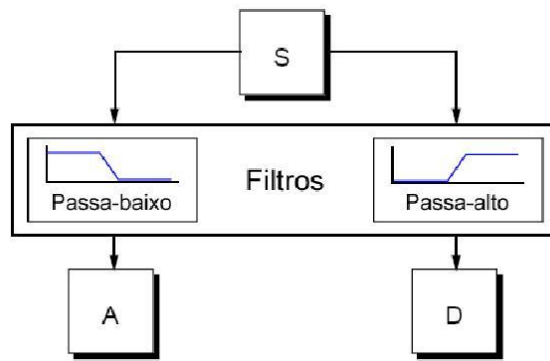


Figura 3.18 - Processo de filtragem do sinal S no seu nível mais básico (Misiti, 2009).

Neste processo, com a utilização de um sinal digital real, a quantidade de dados obtida através dos filtros seria duas vezes superior à quantidade de dados iniciais. Para evitar este excesso de amostras, existe o operador “downsampling” que intercala a passagem de dados, ou seja, considera um dado e rejeita o seguinte, sucessivamente. A Figura 3.19 ilustra à esquerda o processo sem este operador e à direita o processo com o operador.

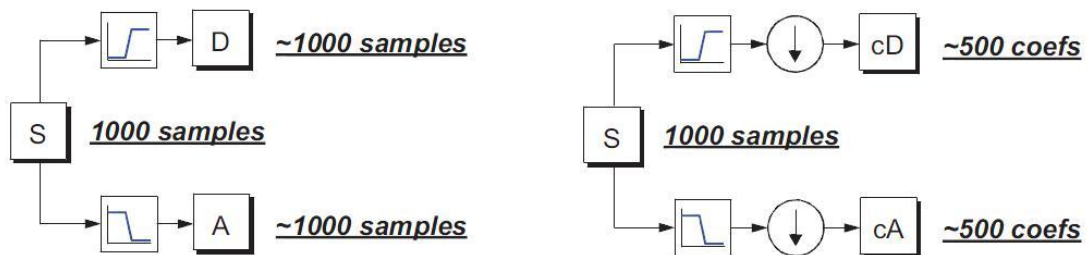


Figura 3.19 - Processo de "Downsampling" (Misiti, 2009)

O processo que inclui o operador “downsampling” produz os coeficientes cD e cA referentes à transformada discreta de wavelet. Para melhor interpretação deste processo, na Figura 3.20 é apresentado um exemplo onde foi aplicada esta transformada. O sinal utilizado nesta análise é uma onda sinusoidal em que adicionado a ela está um ruído de alta frequência. Como foi dito anteriormente, os detalhes correspondem aos componentes de alta frequência, por isso, o coeficiente de detalhe cD contém principalmente o ruído de alta frequência enquanto que o coeficiente de aproximação cA contém o sinal original com muito menos ruído.

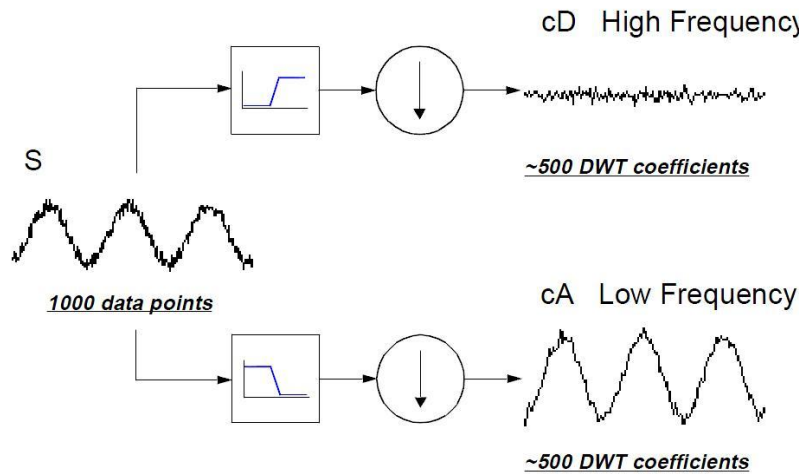


Figura 3.20 – Exemplo de filtragem com downsampling de um sinal sinusoidal ruidoso (Misiti, 2009).

O processo de decomposição de um determinado sinal, é um processo iterativo com sucessivas decomposições dos coeficientes de aproximação de modo a que esse sinal seja dividido em muitos componentes de baixa resolução. Como mostra a Figura 3.21 o processo sucessivo de decomposição pode ser visto como uma árvore de decomposição em coeficientes wavelet.

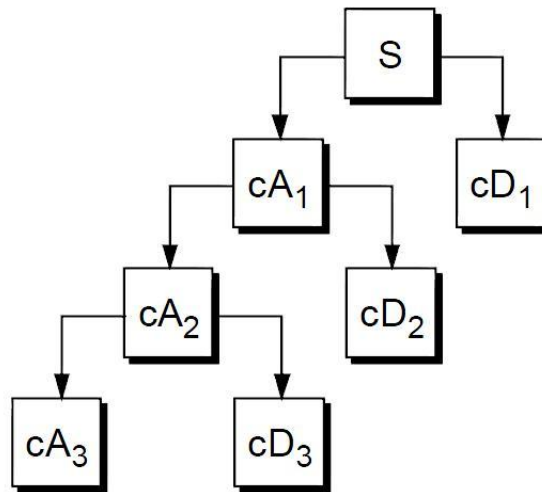


Figura 3.21 - Árvore de decomposição de wavelet (Misiti, 2009).

Tendo em conta que o processo é iterativo, na teoria pode-se decompô-lo continuamente de forma indefinida mas, na realidade, a decomposição pode ser efetuada apenas até que o detalhe individual consista numa amostra simples ou pixel. O ideal será selecionar um número satisfatório de níveis baseado nas características do sinal, sendo que para determinados sinais o número de decomposições é limitado pelo nível de frequência dos mesmos.

Deste modo, a ideia básica desta decomposição é dividir o sinal analisado para se proceder ao tratamento individual de cada conjunto de coeficientes relativos à aproximação e ao detalhe. A escolha do número de iterações e do tipo de coeficientes é feita de acordo com o que se pretende analisar. No capítulo 5 será descrito o procedimento para a obtenção destes coeficientes.



## 4. Caso de estudo 1: Deteção de dano numa viga modelo

### 4.1. Introdução

O método de deteção de danos com base nas linhas de influência abordado no capítulo anterior, merece especial atenção neste capítulo. Procura-se aqui avaliar a sua fiabilidade no que diz respeito à identificação e localização de danos.

Neste capítulo vão ser apresentados um estudo numérico e um estudo experimental com a finalidade de verificar a capacidade de deteção de dano deste método após a simulação de várias situações que, num caso real, têm mais probabilidade de ocorrer.

O estudo numérico será feito com recurso ao programa de cálculo Robot Structural Analysis que simulará diversos cenários de dano, que se procuram realistas, numa estrutura simples de referência, analisando assim as potencialidades deste método de uma forma mais abrangente. Com o estudo experimental pretende-se abordar uma situação em concreto que será limitada aos recursos disponíveis mas essencialmente pretende-se analisar os resultados obtidos que serão certamente mais próximos da realidade por ser feito em ambiente real e com a presença de diversos fatores naturais que de alguma forma condicionam os resultados.

Viabilizando o estudo numérico e experimental, nestes dois estudos foi testado um perfil enformado a frio, obtido a partir da dobragem de uma chapa de aço da classe S235 com 1,5mm de espessura, tem a designação de perfil Omega e a sua configuração está representada na Figura 4.1.

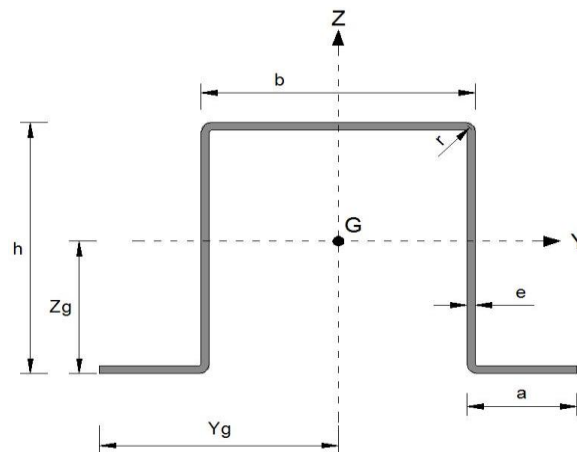


Figura 4.1 - Perfil Omega Sem Dano.

Neste perfil, ao longo dos estudos, foram introduzidos vários danos de modo a testar a capacidade deste método na identificação e localização dos mesmos. Os casos de estudo ilustrados na Figura 4.2, correspondentes às várias situações de introdução de dano, serão abordados no ponto seguinte.

### 4.2. Casos de estudo

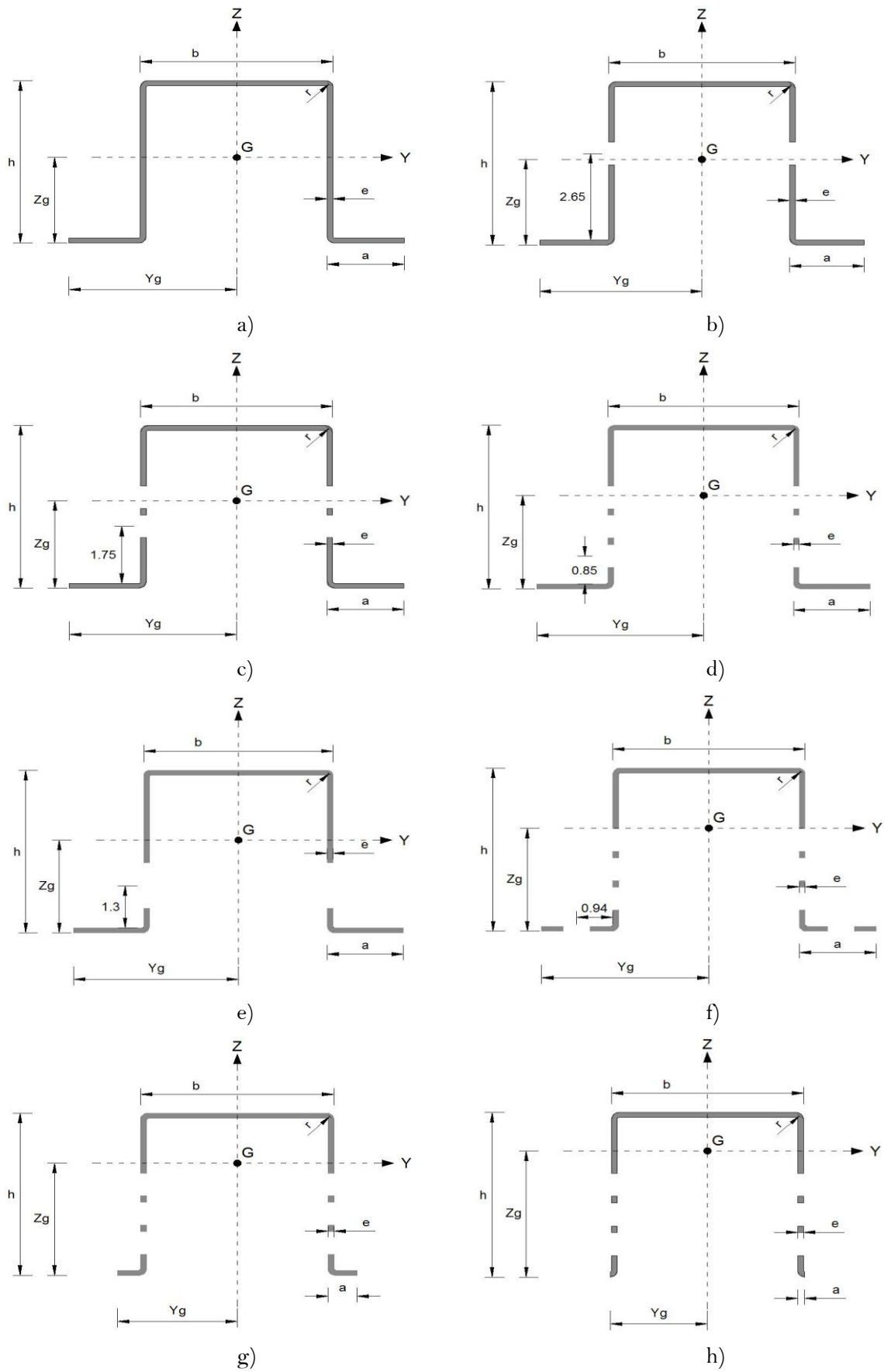


Figura 4.2 - a) Secção sem dano; b) c) d) e) f) g) h) Secção com dano.

Na Figura 4.2 pode-se observar a secção do perfil ómega sem dano e as várias secções correspondentes aos danos inseridos posteriormente. Faz-se notar que estes cenários estão de acordo com o estudo experimental, apresentado na segunda parte deste capítulo. Os danos, ilustrados na Figura 4.3 foram introduzidos no estudo experimental recorrendo a um berbequim que perfurou o perfil com uma broca de 7mm sendo os mesmos casos simulados no estudo numérico.

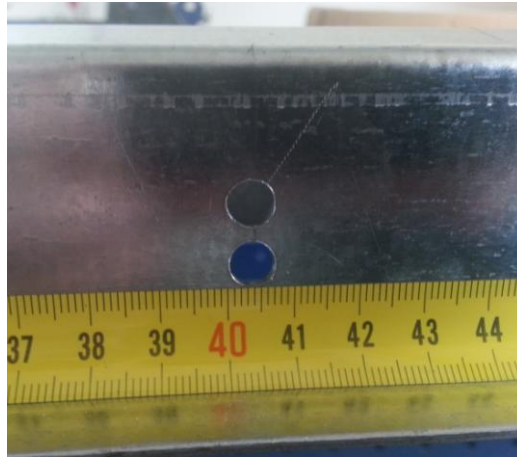


Figura 4.3 – Dano correspondente ao caso de estudo c).

Na Tabela 4.1 é possível visualizar as características da secção de cada caso estudado, onde o caso a) apresenta as características da secção sem dano, os casos b), c) e d) correspondem à introdução de 2,4 e 6 furos de 7mm na alma do perfil, respetivamente, o caso e) indica uma abertura com a junção de dois furos na alma, o caso f) diz respeito a um furo de 7mm a meio do banzo do perfil e os casos g) e h) indicam o corte do restante banzo onde o caso g) representa o corte desde a extremidade até ao furo do caso f) e o caso h) representa o corte desde esse mesmo furo até à alma do perfil.

Tabela 4.1 - Características das secções estudadas.

Caso	Dimensões					A (cm <sup>2</sup> )	P (Kg/m)	Centro de Gravidade		Relação Y-Y			Relação Z-Z		
	h (cm)	b (cm)	a (cm)	e (cm)	r (cm)			Y <sub>g</sub> (cm)	Z <sub>g</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)
a)	5	5	2	0,15	0,15	2,73	2,15	4,35	2,63	10,32	3,92	1,9	16,63	3,82	2,5
b)	5	5	2	0,15	0,15	2,52	1,98	4,35	2,62	10,31	3,93	2,0	15,39	3,54	2,47
c)	5	5	2	0,15	0,15	2,31	1,82	4,35	2,68	10,18	3,79	2,1	14,16	3,25	2,47
d)	5	5	2	0,15	0,15	2,10	1,65	4,35	2,85	9,52	3,33	2,13	12,92	2,97	2,48
e)	5	5	2	0,15	0,15	2,31	1,82	4,35	2,85	9,56	3,36	2,03	14,16	3,25	2,47
f)	5	5	2	0,15	0,15	1,89	1,49	4,35	3,16	7,72	2,44	2,02	10,43	2,40	2,35
g)	5	5	0,74	0,15	0,15	1,72	1,35	3,09	3,46	5,96	1,72	1,86	7,64	2,47	2,11
h)	5	5	0,18	0,15	0,15	1,56	1,22	2,53	3,83	3,83	1,00	1,57	6,31	2,49	2,01

Em cada caso de estudo é introduzido um novo dano que provoca uma redução da resistência do perfil. A perda de inércia inerente a cada caso de estudo é um bom indicador da severidade que os danos apresentam e que se encontra representada na Tabela 4.2 para cada caso de estudo.

Tabela 4.2 - Diferença percentual de inércia entre casos de estudo com dano e sem dano.

Caso	a)	b)	c)	d)	e)	f)	g)	h)
I <sub>y</sub>	0%	0,097%	1,36%	7,75%	7,36%	25,19%	42,25%	62,89%

Relativamente ao estudo experimental, os casos de estudo foram introduzidos sequencialmente, de acordo com a ordem apresentada, num mesmo local do perfil à exceção do caso e) que foi introduzido num local diferente. Este caso é idêntico ao caso d) embora tenha sido inserido num local mais afastado dos pontos de medição dos sensores.

### 4.3. Estudo numérico

#### 4.3.1. Introdução

A primeira parte deste estudo consistiu na simulação numérica de um conjunto de cenários de dano e na posterior aplicação de técnicas de deteção de dano baseadas em linhas de influência. Procura-se enquadrar assim o estudo experimental subsequente. Este estudo consistiu na introdução de uma viga de elementos finitos com as características do perfil Omega no programa de cálculo Robot Structural Analysis e posteriormente na interpretação dos resultados obtidos após simulação da passagem de uma carga rolante para os diferentes casos de estudo mencionados anteriormente neste capítulo.

Na execução da parte experimental do estudo desta barra abordada no ponto seguinte, diversos motivos de ordem técnica limitaram o comprimento do perfil a 1,8m, a colocação dos apoios a 0,1m das extremidades e a carga aplicada a 77kg. A Figura 4.4 ilustra a modelação numérica da barra simplesmente apoiada.

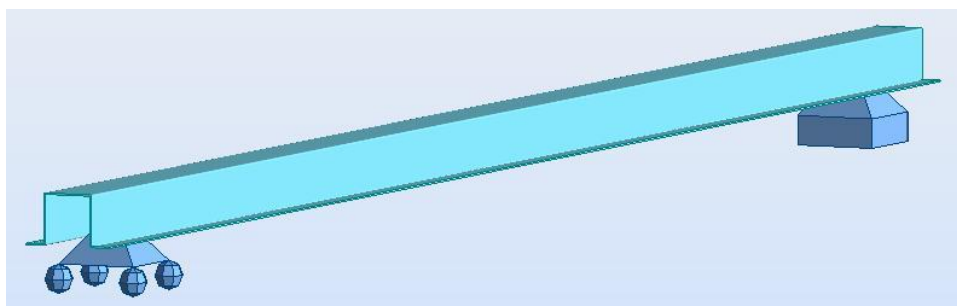


Figura 4.4 - Representação gráfica da viga no programa Robot Structural Analysis.

As grandezas medidas neste estudo foram os deslocamentos e as rotações. Devido ao facto de se tratar de uma estrutura isostática, a obtenção da linha de influência das extensões não é possível sendo a linha de influência da estrutura íntegra igual à danificada.

No entanto, no ponto deste capítulo referente à simulação de um cenário com uma viga contínua, ou seja, com uma viga hiperestática, já será possível obter a diferença entre as linhas de influência das extensões para o estado intacto e danificado uma vez que a introdução de um dano já afetará o momento de flexão da viga e consequentemente as extensões. Os pontos de medição de referência dos deslocamentos e das rotações encontram-se representados na Figura 4.5.

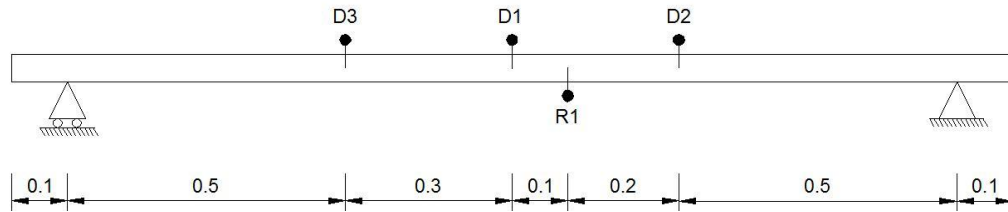


Figura 4.5 - Pontos de medição de referência.

As representações gráficas dos valores referentes à linha de influência dos deslocamentos e das rotações da viga sem introdução de qualquer tipo de dano após simulação da passagem de uma carga rolante com 77kg encontram-se nas Figuras 4.6 e 4.7, respetivamente. Estes valores vão servir de base para os cálculos que se seguem, nomeadamente no cálculo da diferença entre os mesmos e os valores referentes às linhas de influência dos deslocamentos e das rotações com o perfil danificado.

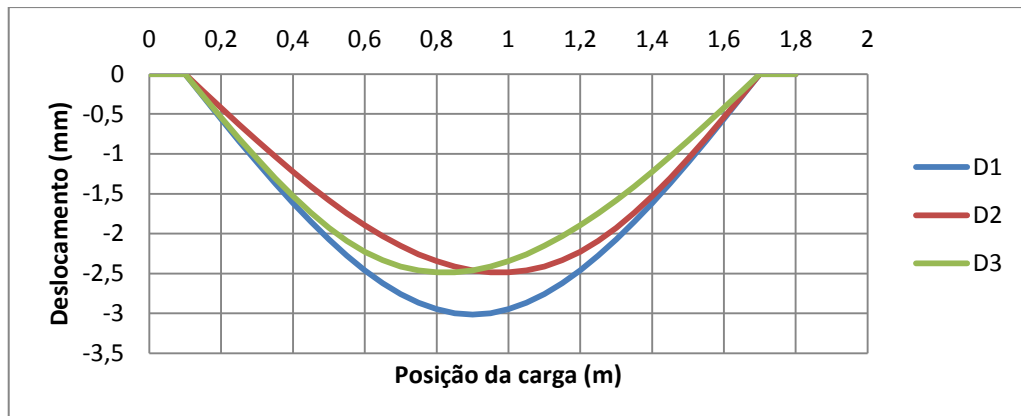


Figura 4.6 – Linha de influência dos deslocamentos da viga sem dano.

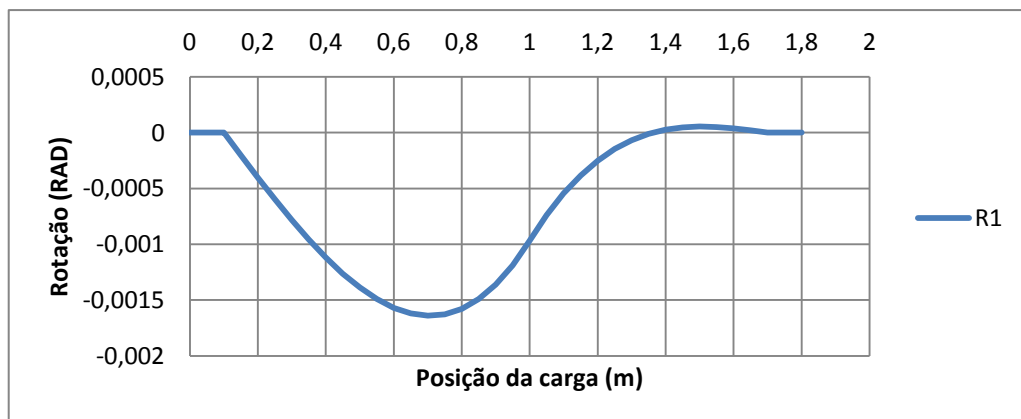


Figura 4.7 – Linha de influência das rotações da viga sem dano.

### 4.3.2. Cenário de dano único

Na primeira análise deste estudo, foi considerada a introdução de um único dano na posição 1 que se encontra a 1m da extremidade esquerda da viga como mostra a Figura 4.8.

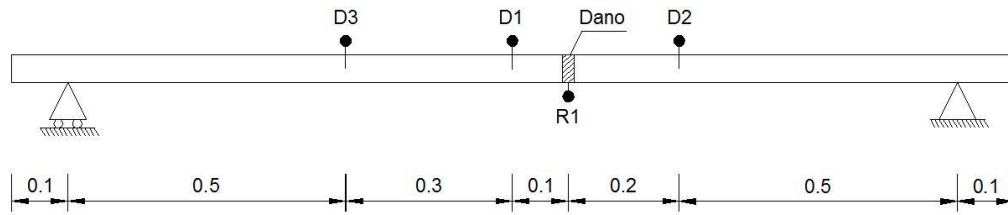


Figura 4.8 - Identificação do dano na posição 1.

Após simulação da passagem da carga rolante, obtiveram-se os valores referentes às linhas de influência dos deslocamentos e das rotações da viga sendo que a severidade do dano foi alterada de acordo com os casos de estudo mencionados anteriormente neste capítulo.

Procedeu-se ao cálculo da diferença entre os casos de estudo com dano e sem dano e para os casos b) e c) concluiu-se que a sua redução de inércia, no caso mais severo 1,36%, não foi suficiente para obter a localização do dano graficamente com a resolução numérica disponível. Estes danos foram introduzidos muito próximos do centro de gravidade do perfil o que em pouco contribuiu para a redução da rigidez do mesmo. As Figuras 4.9 e 4.10 ilustram a diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano b) na posição 1.

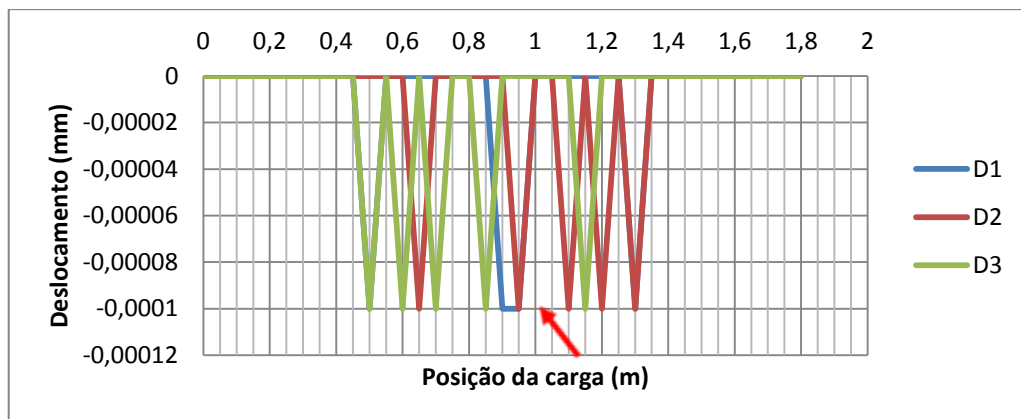


Figura 4.9 – Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano b) na posição 1.

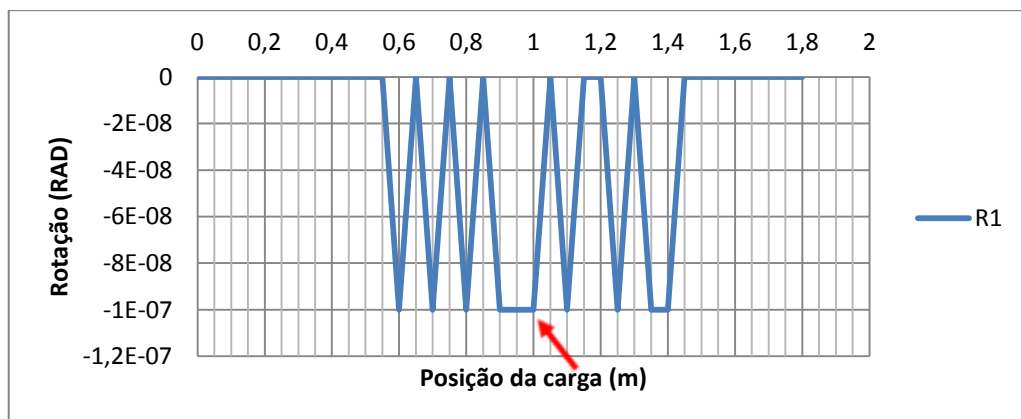


Figura 4.10 – Diferença das linhas de influência das rotações com o dano b) na posição 1.

De referir que os valores apresentados alusivos à diferença entre os deslocamentos com e sem dano encontram-se na ordem das décimas de milésimas de milímetro o que numa situação real pode ser difícil de detetar devido a diversos fatores tais como o ruído e a vibração.

As Figuras 4.11 e 4.12 mostram a representação gráfica da diferença das linhas de influência do deslocamento com o dano c) na posição 1.

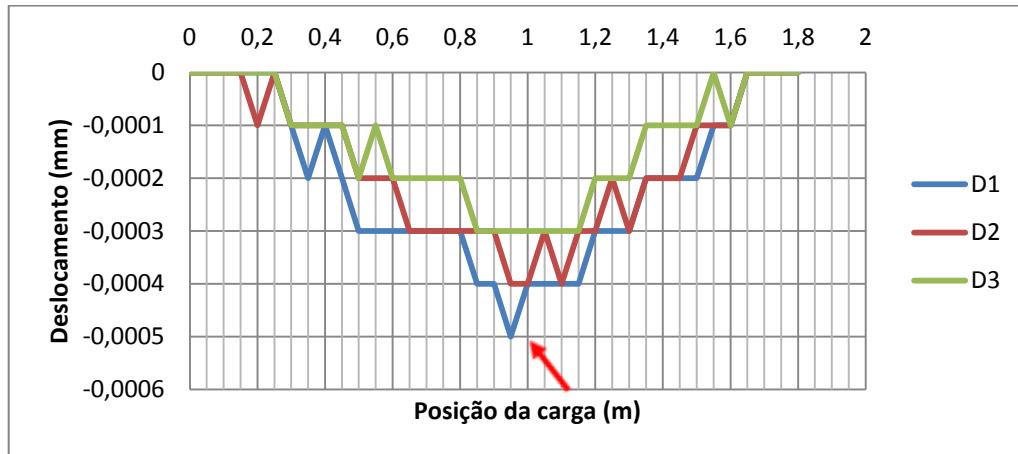


Figura 4.11 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano c) na posição 1.

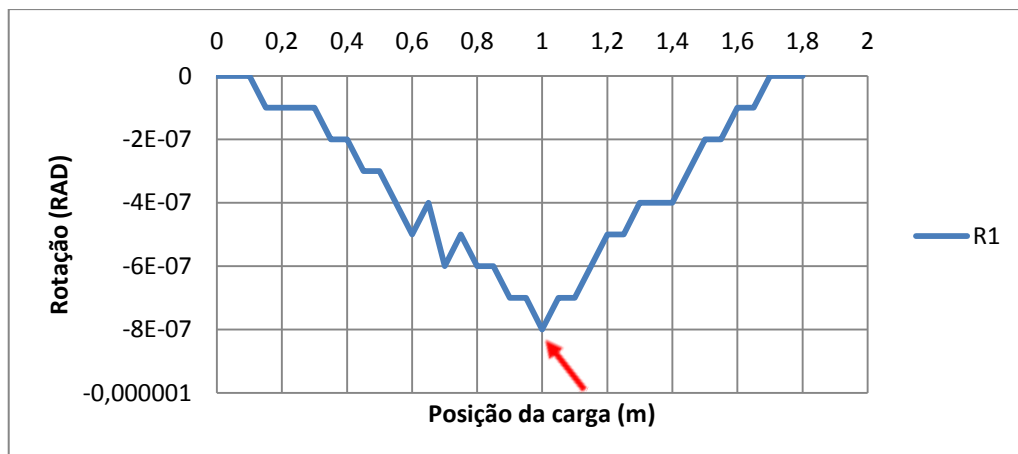


Figura 4.12 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano c) na posição 1.

Apesar de estarem a ser apresentados valores muito pequenos da diferença entre a linha de influência da rotação com e sem dano, para o caso de estudo c) já é possível visualizar através da Figura 4.12 que o desvio máximo da linha do gráfico corresponde ao local do dano.

Mais claro, o caso de estudo d), corresponde a um dano equivalente a uma redução de inércia na ordem dos 8%, é perfeitamente detetado e localizado pelo método da linha de influência relativamente a deslocamentos e rotações como mostram as Figuras 4.13 e 4.14, respetivamente.

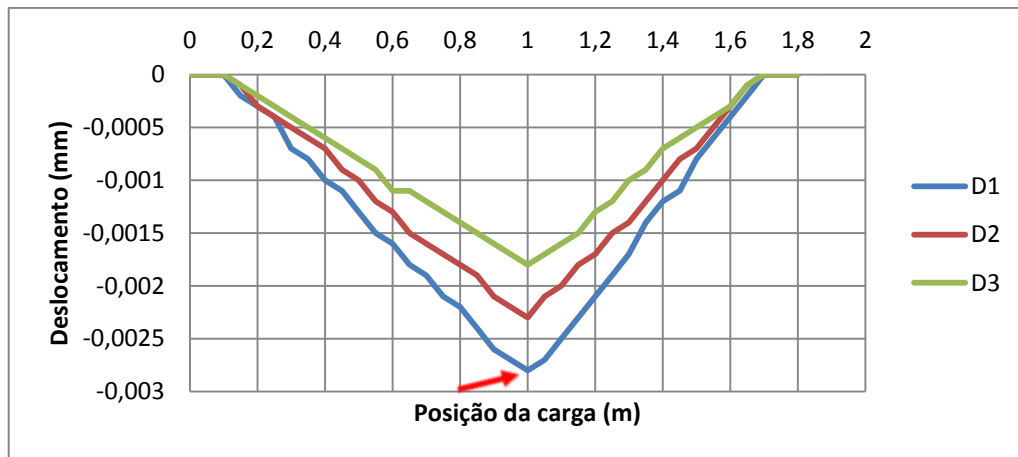


Figura 4.13 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano d) na posição 1.

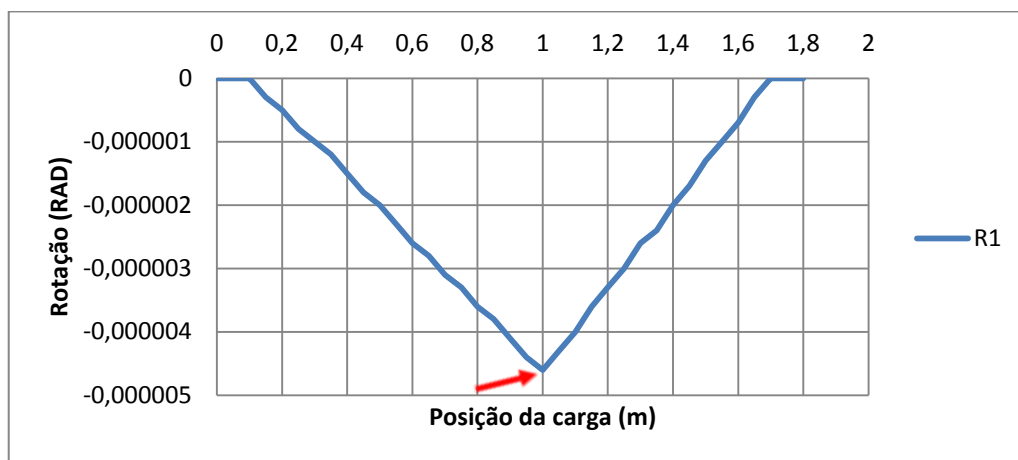


Figura 4.14 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano d) na posição 1.

Os restantes casos de estudo correspondem a danos mais severos com uma redução da inércia da secção do perfil na ordem dos 25%, 40% e 60% e como tal esta técnica de identificação de dano com base nas linhas de influência mostrou-se viável à semelhança dos casos de estudo abordados anteriormente por si só menos graves.

Após terem sido analisados os resultados obtidos com a introdução do dano na posição 1, serão apresentados e avaliados de seguida os resultados simulando a introdução do dano na posição 2 identificada na Figura 4.15. Procurou-se avaliar assim a eficácia do método na deteção de um dano mais afastado dos pontos de medição.

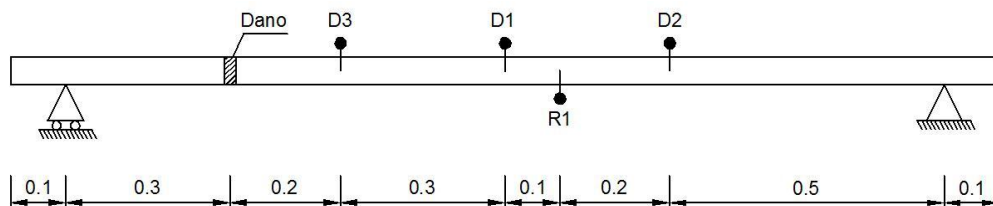


Figura 4.15 - Identificação do dano na posição 2.

Utilizando o caso de estudo d) como primeira abordagem na posição 2 depois de ter sido detetado com sucesso quando colocado na posição 1, pode-se concluir através da visualização da Figura 4.16 que, apesar de ser detetável, não é tão evidente a sua localização exata com a linha do gráfico a apresentar algumas perturbações.

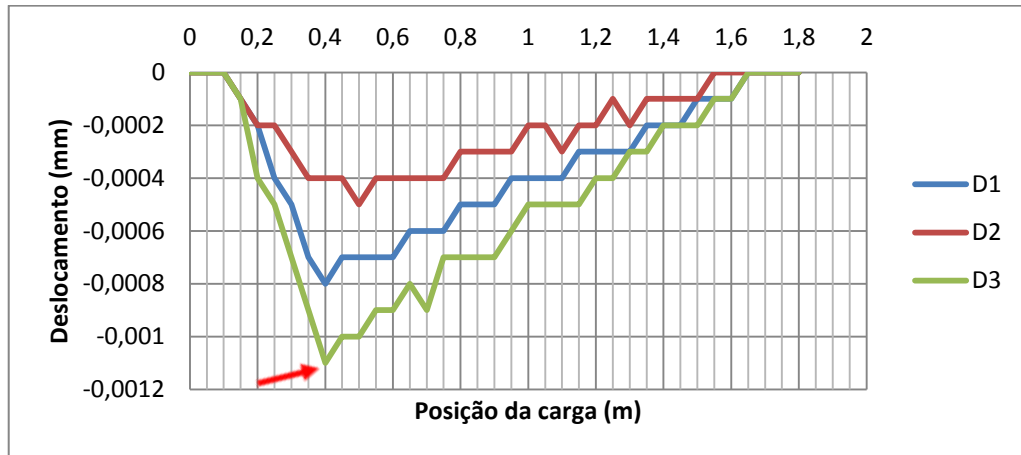


Figura 4.16 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano d) na posição 2.

O medidor de deslocamento D2 apresenta os resultados mais desfavoráveis por se encontrar mais distante da zona danificada não sendo evidente o ponto de desvio máximo no local onde foi introduzido o dano. Pelo contrário, os medidores D1 e D3 apesar de não apresentarem uma linha suave, evidenciam bem um pico e o afastamento máximo da linha de referência no local do dano.

Relativamente aos resultados referentes à diferença entre rotações com dano e sem dano para a posição 2 e caso de estudo d), ressalvando ser possível aferir um cenário de dano patente no desvio das respetivas linhas de influência, não é possível localizar com rigor a zona danificada como mostra a Figura 4.17. Uma das justificações pode ser a maior distância que o medidor apresenta em relação à posição 2 ao contrário do que se passava com posição 1 sendo este fator importante atendendo à severidade mínima que o dano apresenta.

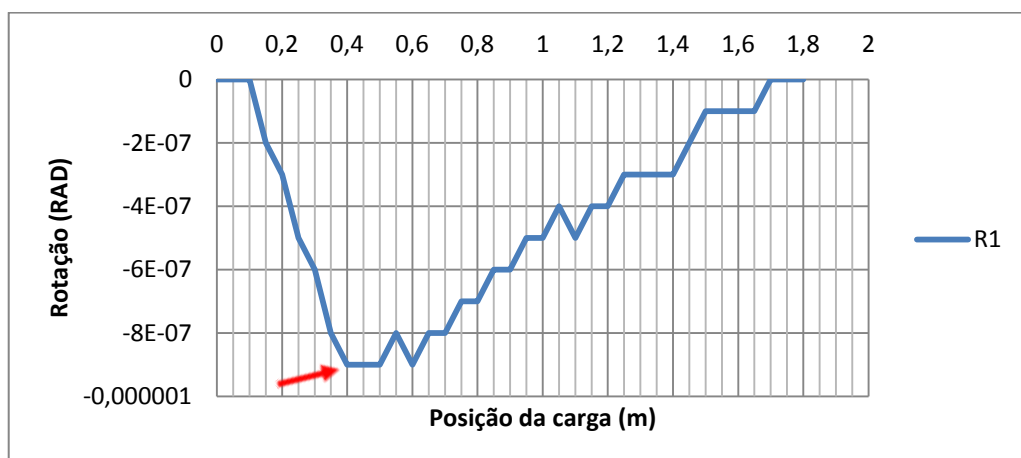


Figura 4.17 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano d) na posição 2.

As Figuras 4.18 e 4.19 ilustram por via gráfica os resultados obtidos para o caso de estudo f) o qual representa uma redução da inércia da secção do perfil em 25% e que já permite graficamente a identificação e localização do dano sendo perfeitamente visível uma quebra de direção e correspondente valor máximo de deslocamento e rotação na zona danificada.

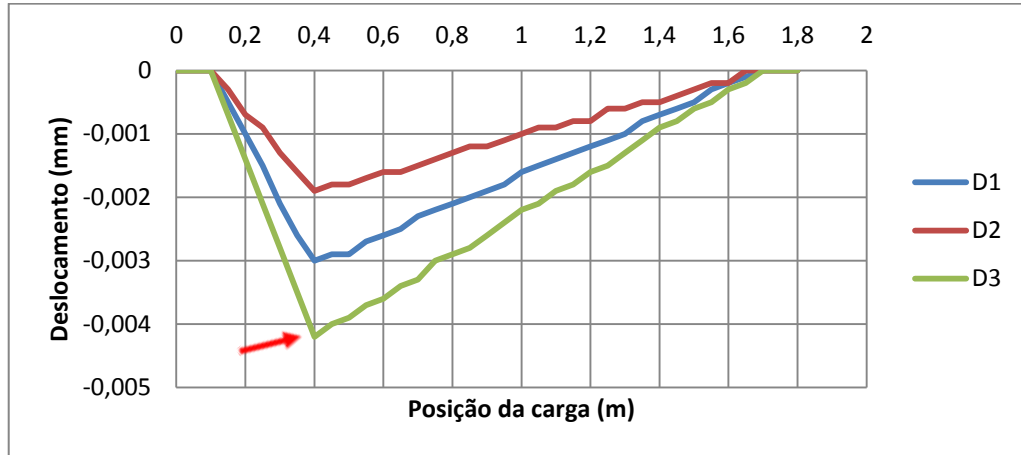


Figura 4.18 – Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano f) na posição 2.

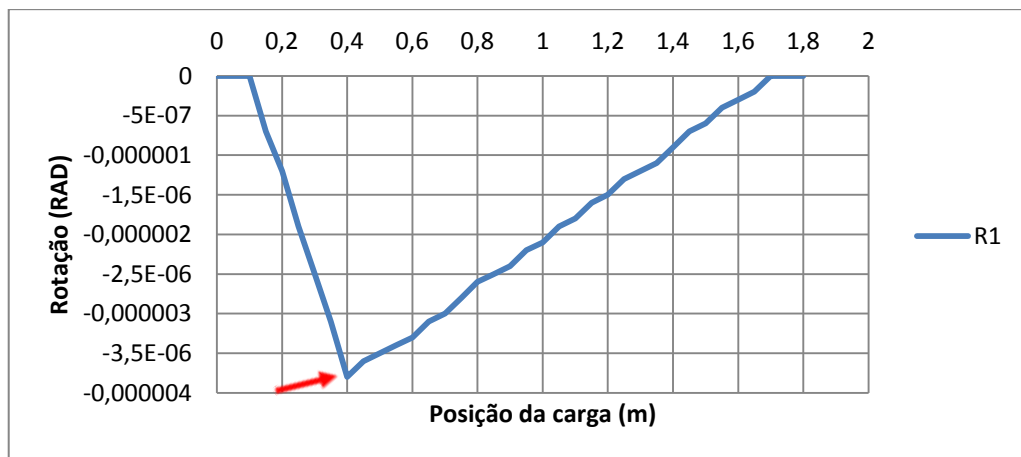


Figura 4.19 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano f) na posição 2.

Os casos de estudo g) e h) apresentam uma maior percentagem danificada e como tal os resultados obtidos com a introdução dos mesmos na viga, manifestam uma representação gráfica em tudo semelhante ao dano f) como era esperado.

#### 4.3.3. Cenário de dano múltiplo

Neste cenário pretende-se testar o método de deteção de dano com base na linha de influência aquando da presença de mais do que um dano na viga. A Figura 4.20 indica os locais onde foram introduzidos os danos que correspondem à posição 1 e 2 abordadas no tópico anterior.

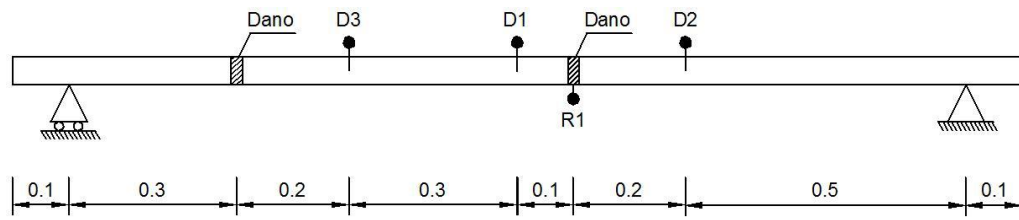


Figura 4.20 - Identificação dos danos na posição 1 e 2.

Na presença de dois danos com o mesmo grau de gravidade nas posições 1 e 2, a representação gráfica da diferença entre as linhas de influência é igual seja qual for esse mesmo grau. Na Figura 4.21 e 4.22 estão representados os valores obtidos com a introdução do caso de estudo h) na posição 1 e 2 em simultâneo.

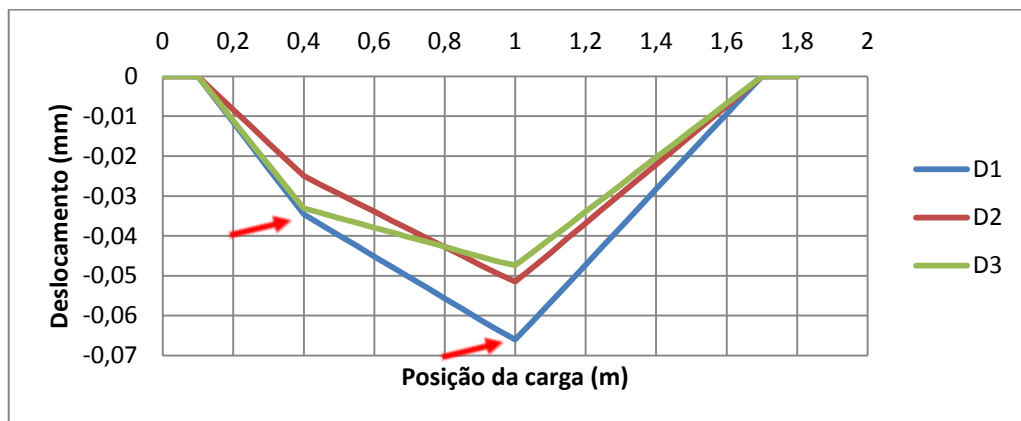


Figura 4.21 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano h) na posição 1 e 2.

Pela observação da Figura 4.21 pode-se concluir que para danos de igual severidade em duas zonas distintas, o ponto de medição identifica e localiza relativamente bem o dano mais próximo enquanto que o dano mais distante é tanto mais localizável quanto a sua proximidade ao medidor embora apresentando sempre uma quebra menor na linha de influência sendo este de difícil identificação.

O mesmo pode ser observado na Figura 4.22 que apresenta os resultados relativos à diferença da rotação entre a linha de influência com e sem dano.

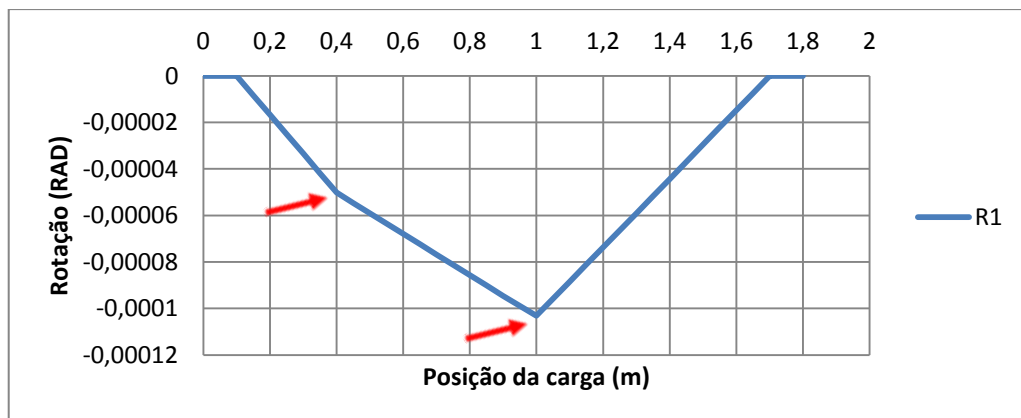


Figura 4.22 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano h) na posição 1 e 2.

De seguida foi introduzido o caso de estudo f) correspondente a uma redução de inércia de aproximadamente 25% na posição 1 que se encontra a 1m da extremidade esquerda da viga e foi introduzido o caso de estudo g) com cerca de 40% de inércia a menos na posição 2 afastada 0,4m da extremidade esquerda da viga. As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam a diferença das linhas de influência dos deslocamentos e das rotações, respetivamente.

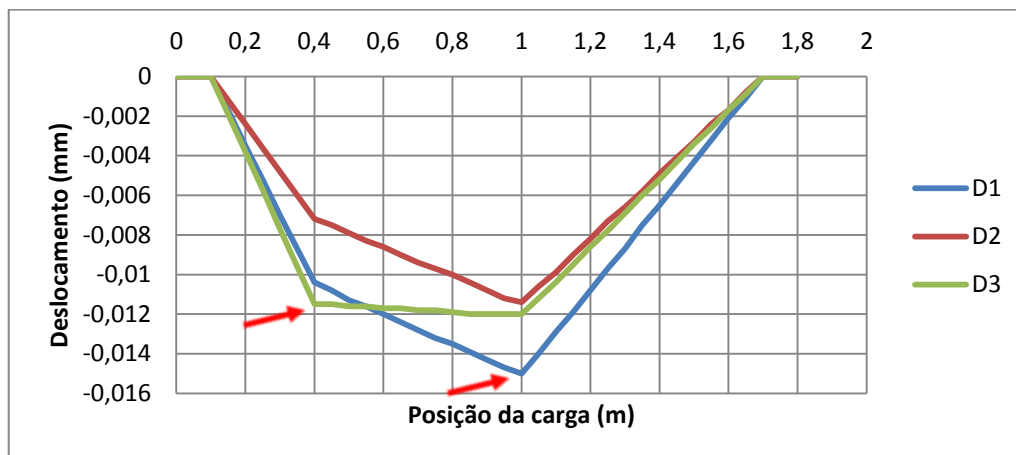


Figura 4.23 - Diferença das linhas de influência do deslocamento com os danos f) e g) nas posições 1 e 2, respetivamente.

Observando a Figura 4.23, retira-se que embora o caso de estudo g) seja mais severo, é o dano f) que é melhor identificado pelos pontos de medição D1 e D2 sendo a diferença do grau de gravidade do dano anulada pela proximidade da posição 1 aos mesmos. O medidor D3 é o que se encontra mais próximo da posição 2 e como tal identifica melhor o dano nesse ponto introduzido, apresentando uma quebra maior na linha de influência.

Os resultados da Figura 4.24 são alusivos ao medidor de rotações R1 que se encontra mais próximo da posição 1 do que da posição 2 e como tal, o gráfico apresenta uma configuração idêntica à dos medidores D1 e D2 sendo também mais perceptível a existência do dano f) do que a existência do dano g).

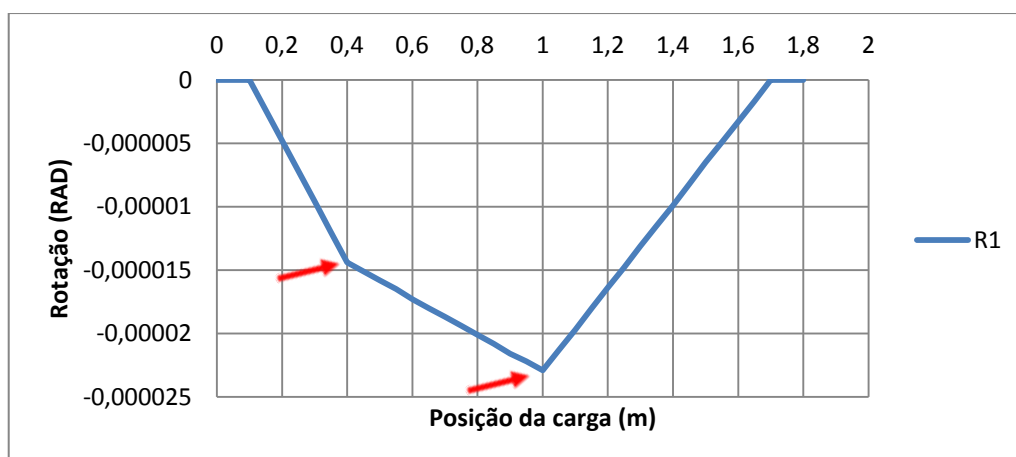


Figura 4.24 - Diferença das linhas de influência das rotações com os danos f) e g) nas posições 1 e 2, respetivamente.

#### 4.3.4. Cenário de viga contínua

Com este cenário é pretendido analisar a viabilidade deste método de deteção de dano com base nas linhas de influência para situações em que a viga é contínua. Na Figura 4.25 estão identificados dois pontos de medição de deslocamentos D1 e D2, dois pontos de medição de rotações R1 e R2 e como neste caso se trata de uma viga hiperestática e já é possível obter as linhas de influência das extensões, estão também presentes dois pontos de medição dos momentos M1 e M2 que permitirão proceder ao cálculo das extensões. A posição de dano 1 a 0,8m da extremidade esquerda e a posição de dano 2 a 0,8m da extremidade direita também se encontram identificados na Figura 4.25.

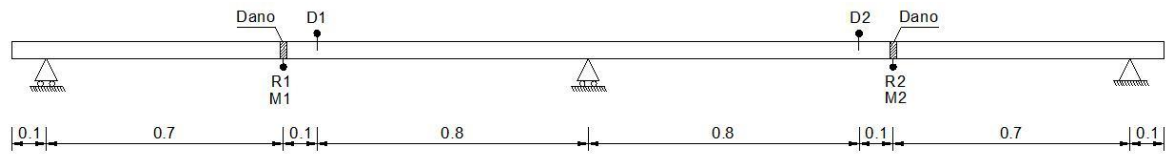


Figura 4.25 - Identificação dos danos na posição 1 e 2 da viga contínua.

Primeiramente foi introduzido o dano correspondente ao caso de estudo f) apenas na posição 1 e de seguida foi calculada a diferença entre os resultados com e sem dano, diferença essa representada na Figura 4.26 para os deslocamentos e na Figura 4.27 para as rotações.

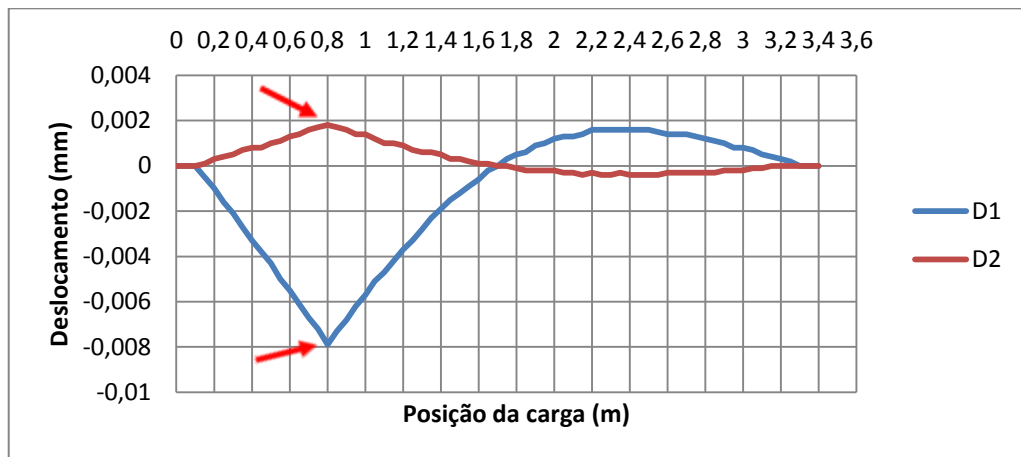


Figura 4.26 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano f) na posição 1.

O ponto de medição D1 que se encontra no mesmo tramo que o dano e próximo deste, apresenta resultados interessantes que permitem através da visualização gráfica detetar a presença de uma perturbação, sendo perceptível uma grande inflexão da linha naquele ponto.

O ponto de medição D2 que já se encontra no tramo sem dano, apresenta resultados que demonstram uma pequena quebra no local do dano mas não tão evidente quanto a medição D1. De referir que a grandeza dos valores apresentados referentes à diferença entre os deslocamentos com e sem dano é da ordem das milésimas de milímetro e que só permitem uma visualização gráfica tão perfeita e suave por se tratar de um estudo numérico isento de inúmeros fatores adversos.

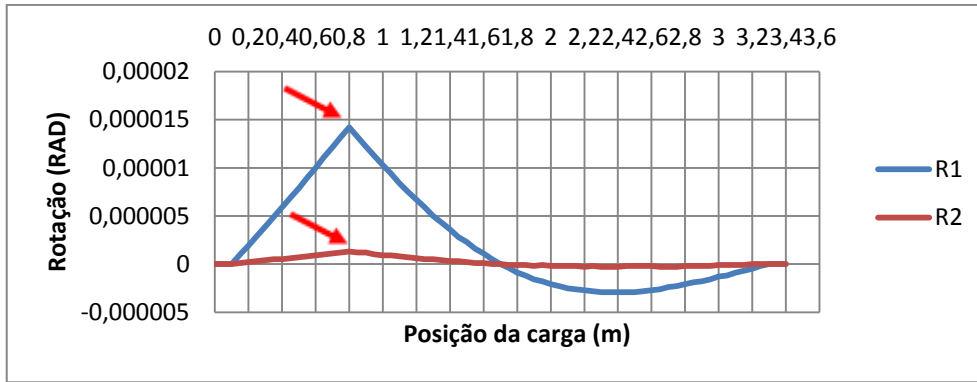


Figura 4.27 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano f) na posição 1.

No que diz respeito às rotações, a Figura 4.27 ilustra bem a melhor identificação do dano por parte do medidor R1 muito por causa da presença deste no mesmo tramo em que se encontra presente o dano correspondente ao caso de estudo f).

As Figuras 4.28 e 4.29 representam os resultados obtidos com a introdução do dano f) nas posições 1 e 2 em simultâneo. Estas duas figuras apresentam os resultados relativos aos deslocamentos e às rotações, respetivamente e no que diz respeito à identificação de dano para a situação de dois danos em simultâneo e em tramos diferentes, ambos comportam-se de igual forma sendo que o ponto de medição mais próximo do dano identifica e localiza bem o dano enquanto que a deteção do dano que se encontra no outro tramo não é de tão fácil percepção, apresentando apenas uma quebra mínima na linha de influência no local do dano.

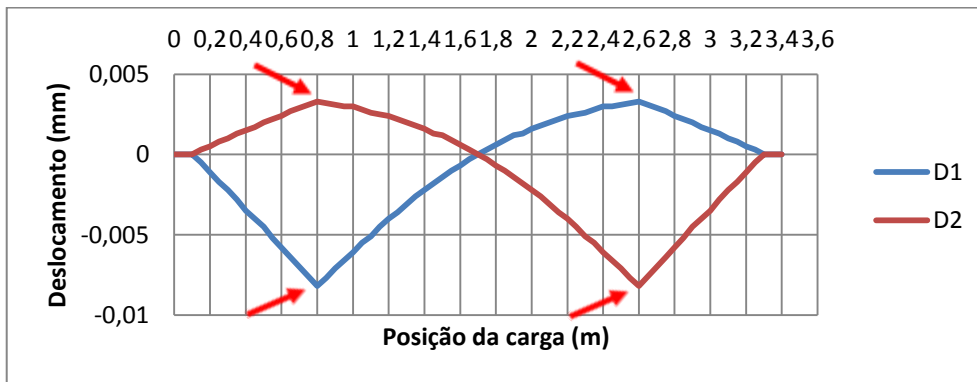


Figura 4.28 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos com o dano f) nas posições 1 e 2.

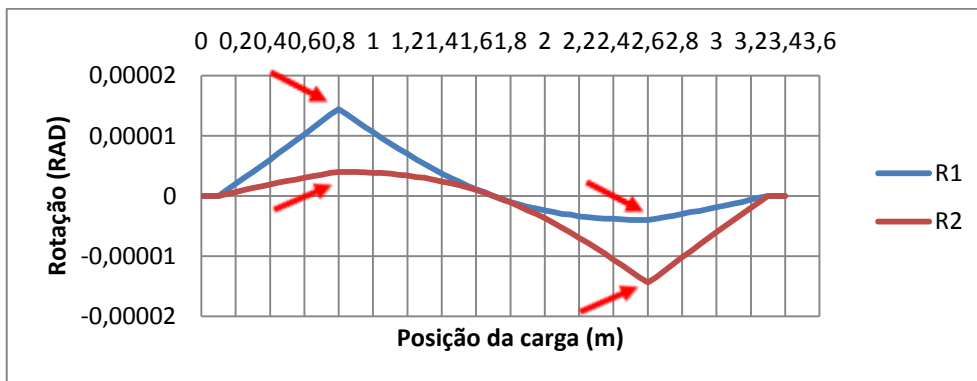


Figura 4.29 - Diferença das linhas de influência das rotações com o dano f) nas posições 1 e 2.

Através do programa de cálculo Robot Structural Analysis, uma das formas de obter a linha de influência das extensões é obter primeiramente a linha de influência dos momentos fletores. Após a obtenção desta linha de influência atendendo ao posicionamento dos pontos de medição M1 e M2 identificados na figura 4.25, é necessário proceder ao cálculo das linhas de influência das extensões.

Segundo a lei de Hooke, a extensão de um material pode ser obtida através da Equação 4.1.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (4.1)$$

Onde,

$\sigma$  – Tensão;

$E$  – Módulo de elasticidade do aço = 210GPa

A tensão por seu lado pode ser obtida, para este caso de estudo, através da Equação 4.2.

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} * Z \quad (4.2)$$

Em que,

$M_y$  - Momento fletor segundo o eixo y;

$I_y$  – Momento de inércia segundo o eixo y;

$z$  – Distância da fibra inferior ao baricentro.

Para o caso em estudo, o momento fletor é obtido através do programa de cálculo, o momento de inércia da secção segundo o eixo y encontra-se na Tabela 4.1 e assume o valor de 10,32cm<sup>4</sup> e o valor de z corresponde ao valor de Zg que se encontra também na Tabela 4.1 e tem o valor de 2,63cm. De referir que estes valores são referentes à secção intacta, sem danos.

A Figura 4.30 ilustra a diferença das linhas de influência das extensões com dano e sem dano. Após se ter extraído os valores da linha de influência dos momentos, procedeu-se ao cálculo das Equações 4.1 e 4.2 e obtiveram-se as linhas de influência das extensões. O cenário simulado na Figura 4.30 corresponde à introdução do dano d) na posição 2.

Como pode ser observado na Figura 4.30, o dano introduzido, correspondente a um redução de inércia da secção do perfil na ordem dos 8%, foi claramente identificado e localizado. Os dois pontos de medição M1 e M2 detetaram o dano na perfeição sendo que o medidor M1 não apresenta uma linha tão suave como o medidor M2 muito provavelmente por estar presente no tramo da viga que se encontra sem dano.

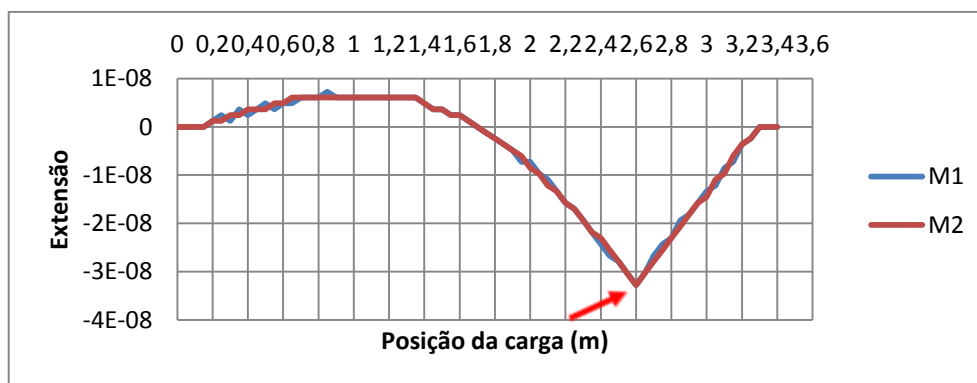


Figura 4.30 - Diferença das linhas de influência das extensões com o dano d) na posição 2.

A Figura 4.31 apresenta o resultado da diferença das linhas de influência das extensões assumindo que nas posições 1 e 2 está inserido o dano correspondente ao caso de estudo d). Tanto o ponto de medição M1 como o M2 conseguiram detetar, de igual forma, o dano contido no seu tramo e no tramo oposto da viga.

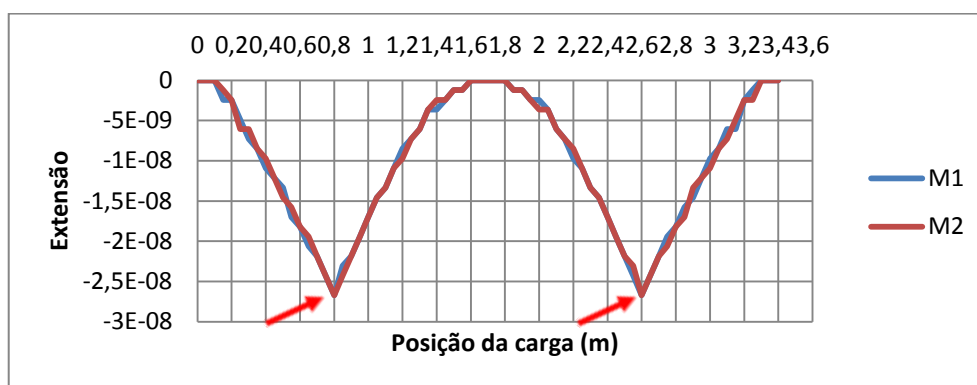


Figura 4.31 - Diferença das linhas de influência das extensões com o dano d) nas posições 1 e 2.

Neste estudo numérico, realça-se a boa capacidade deste método em detetar danos únicos no cenário da viga simplesmente apoiada. Para este mesmo cenário mas com a introdução de dois danos apresenta de igual forma bons resultados sendo melhor detetado o dano mais próximo do ponto de medição. Neste último cenário com uma viga contínua, relativamente à diferença das linhas de influência dos deslocamentos e das rotações, o dano único é detetado na perfeição e com a introdução de dois danos, o dano mais afastado do ponto de medição não é tão detetável embora seja visível uma quebra no local do dano. Neste cenário, destaca-se o facto de ser possível obter as linhas de influência das extensões, para além dos deslocamentos e das rotações, devido ao facto de se tratar de uma viga hiperestática. A diferença destas linhas de influência não apresenta problemas na deteção tanto de danos únicos como de danos múltiplos.

No estudo experimental abordado no ponto seguinte, este método foi testado numa viga simplesmente apoiada medindo deslocamentos e extensões. A possibilidade de medir extensões numa viga isostática real deve-se ao facto de na presença de um determinado dano, as forças que atuam nesse local terão de se distribuir por outros locais existindo por isso uma diferença localizada das linhas de influência das extensões com dano e sem dano.

#### 4.4. Estudo experimental

##### 4.4.1. Introdução

De modo a verificar se este método de deteção de dano com base nas linhas de influência é um bom indicador no que diz respeito à identificação e localização de danos, complementou-se este estudo com um trabalho experimental para que fosse testada a sua utilização num caso de estudo em que existissem também fatores naturais desfavoráveis estando desta forma a analisar situações que se encontram mais próximas da realidade.

Devido aos recursos que se encontravam disponíveis para proceder à realização deste estudo, a escolha do objeto em análise recaiu sobre um perfil enformado a frio em forma de Omega. A escolha deste perfil demonstrou ser uma solução muito vantajosa por possuir um peso relativamente pequeno que tornava mais fácil as operações de manuseamento, por apresentar deformações na ordem dos 4mm a meio vão para uma carga facilmente aplicável de 77kg e por ter uma espessura reduzida que facilitava a introdução de danos ao longo do estudo.

O perfil possuía um comprimento de 1,8m, encontrava-se simplesmente apoiado sobre dois apoios distanciados 0,1m das extremidades por razões de ordem funcional e estava a ser aplicada sobre ele uma carga rolante com um peso de 77kg como ilustra a Figura 4.32.

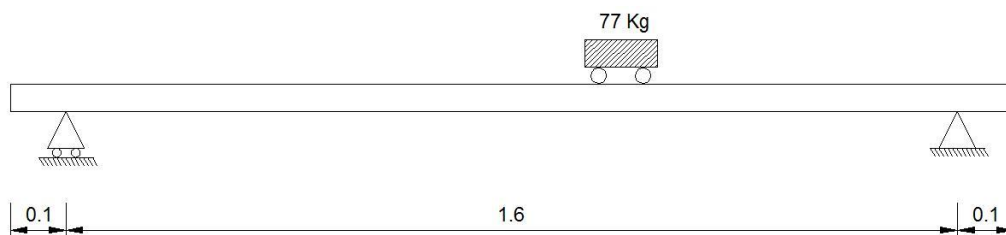


Figura 4.32 - Esquema representativo do estudo experimental.

Esta viga encontrava-se submetida a uma carga que atuava pontualmente ao longo da mesma, em marcas pré definidas, espaçadas de 5 centímetros de modo a que fosse possível obter um número suficiente de valores para uma melhor composição gráfica da linha de influência. A Tabela 4.3 apresenta os elementos constituintes da carga utilizada no estudo bem como o peso de cada um.

Tabela 4.3 - Elementos constituintes da carga utilizada no estudo.

Elemento	Quantidade	Peso (Kg)
Rolamento	1	0,28
Barra de ferro	1	9,4
Pesos de aço	4	67,22
TOTAL		76,9

Na Figura 4.33 pode ser observada a constituição dos vários elementos representativos da carga rolante que atua sobre o perfil, onde um rolamento, com a capacidade de rolar ao longo do perfil, transmite a carga do seu peso, do peso da barra de ferro nele inserido e do peso dos quatro elementos de aço que se encontram suspensos na barra.



Figura 4.33 - Elementos constituintes da carga utilizada no estudo.

Desta forma, tendo disponível um perfil e uma carga suficiente para ser aplicada sobre o mesmo, fica apenas a ser necessário proceder à obtenção de esforços no perfil e para tal, foi elaborado um plano de monitorização com recurso a sensores e equipamentos que permitiu recolher a medição de dois tipos de grandezas físicas: as extensões e os deslocamentos do perfil.

Para isso, recorreu-se a um computador fixo para leitura e tratamento dos dados que por sua vez se encontrava ligado a um sistema de aquisição da marca National Instruments que permitia a medição automática e simultânea destas grandezas através dos sensores instalados no perfil. Para este estudo foram utilizados cinco sensores, entre os quais dois extensómetros e três LVDTs (linear variable differential transformer) que foram dispostos como mostra a Figura 4.34.

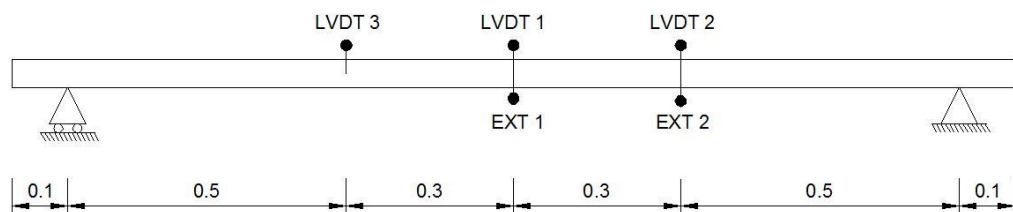


Figura 4.34 - Esquema representativo dos sensores utilizados no estudo.

Os sensores LVDT fazem a medição de deslocamentos lineares e para este estudo foram utilizados sensores da marca RDP do modelo ACT 500A. Na Figura 4.35 está representada uma imagem tipo e na Tabela 4.4 estão explícitas as características do LVDT usado neste trabalho.

Tabela 4.4 - Características do LVDT ACT 500A ([www.rdpe.com](http://www.rdpe.com)).

RDP – ACT500A			
L	133mm	Erro de Linearidade	$< \pm 0,5 / \pm 0,25 / \pm 0,1$
X	38mm	Peso	184g
Variação de comprimento	$\pm 12,5$ mm	Variação de temperatura	$-50^{\circ}\text{C} \sim 125^{\circ}\text{C}$
Sensibilidade	0,7 V/V	Força da mola em X	1,3 N

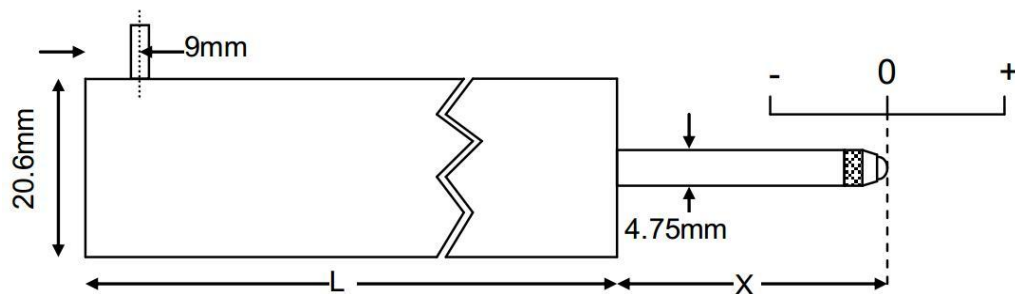


Figura 4.35 - Configuração do LVDT ACT 500A ([www.rdpe.com](http://www.rdpe.com)).

Os extensómetros foram utilizados para obter as extensões do perfil aquando da passagem da carga ao longo do mesmo em duas secções representativas. Estes sensores são da marca VISHAY do modelo CEA-06-250UN-120, têm a configuração demonstrada na Figura 4.36 e apresentam as características expressas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Características do extensómetro VISHAY - CEA-06-250UN-120 ([www.vishay.com](http://www.vishay.com)).

VISHAY- CEA – 06 – 250 UN - 120			
Variação de Tensão	$\pm 5\%$	Comprimento ativo	0,25" (6,35mm)
Variação de Temperatura	$-75^{\circ}\text{C} \sim 175^{\circ}\text{C}$	Comprimento total	0,52" (13,2mm)
Tolerância da Resistência	$\pm 0,3\%$	Largura ativa	0,12" (3,05mm)
Resistência (Ohms)	120	Largura total	0,22" (5,6mm)

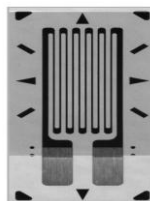


Figura 4.36 - Configuração do extensómetro VISHAY - CEA-06-250UN-120 ([www.vishay.com](http://www.vishay.com)).

Na Figura 4.37 é possível visualizar o extensómetro no seu processo de colagem no perfil onde posteriormente foram soldados os fios elétricos para medição das extensões.

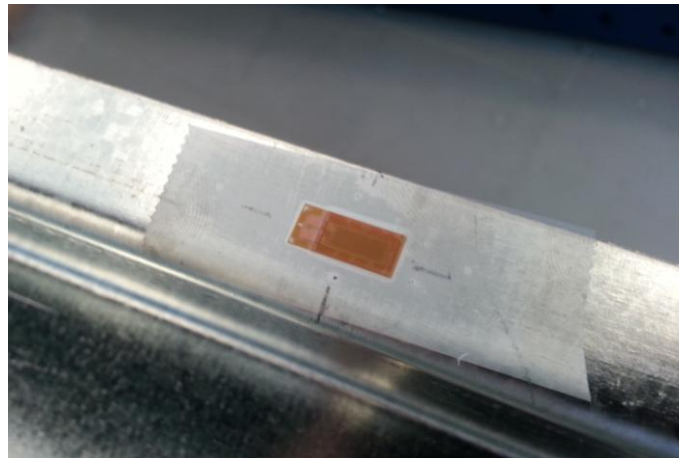


Figura 4.37 - Processo de colagem do extensómetro.

Na Figura 4.38 é possível visualizar a forma como os sensores foram implementados no perfil sendo visível os três sensores LVDT seguros por um suporte fixo à estrutura envolvente e dois conjuntos de fios elétricos que se encontram soldados aos extensómetros que por sua vez se encontram colados à parte inferior do banzo do perfil. Estes sensores estavam ligados a um sistema de aquisição de dados que transmitia a informação recebida a um computador fixo para um posterior tratamento de dados.



Figura 4.38 - Imagem ilustrativa dos sensores utilizados no estudo.

Após ter sido testada toda a instrumentação, procedeu-se à movimentação manual da carga rolante de modo a obter os deslocamentos e extensões da viga primeiramente sem que esta estivesse danificada e posteriormente sempre que fosse introduzido um dano. O objetivo era então obter os valores do deslocamento e da extensão em vários pontos pré-definidos ao longo do perfil para desse modo construir as linhas de influência dessas respetivas grandezas.

Os pontos constituintes da linha de influência estão espaçados de 0.05m e em cada um desses pontos foi feita uma paragem com a carga obtendo-se assim um conjunto de valores para aquele ponto num dado período de tempo.

A Figura 4.39 representa uma medição das extensões aquando da passagem da carga sobre o perfil sem qualquer tipo de dano e, como é possível observar, foi feita uma medição contínua até aos 500 segundos onde os patamares existentes no gráfico indicam um conjunto de valores lidos quando a carga esteve parada num determinado ponto. Seguidamente procedeu-se ao tratamento destes dados que consistiu em calcular a média de 10 valores contidos em cada conjunto de valores lidos num determinado ponto, sendo essa média representativa do valor do deslocamento ou da extensão no ponto em questão. Para cada caso de estudo onde eram introduzidos novos danos, procedia-se à passagem da carga rolante por duas vezes para que fosse calculada a média dos valores obtidos nas duas situações tornando desta forma os valores finais mais precisos.

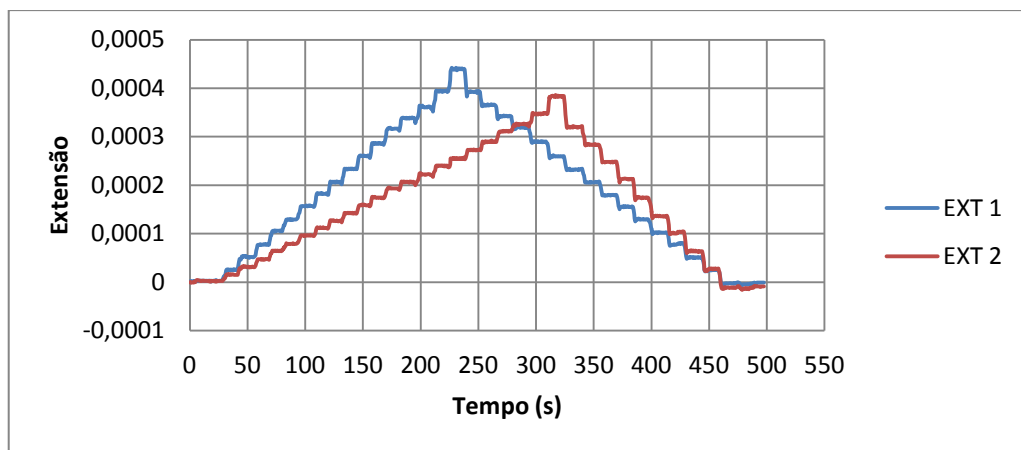


Figura 4.39 – Medição contínua dos extensómetros 1 e 2.

Os valores das linhas de influência de deslocamento e da extensão estão representados nas Figuras 4.40 e 4.41, respetivamente. De seguida vão ser apresentados os valores resultantes da diferença entre estes valores das linhas de influência sem o perfil danificado e os valores das linhas de influência com o perfil danificado analisando em cada situação se este método pode ser aplicado com sucesso na identificação e localização de danos.

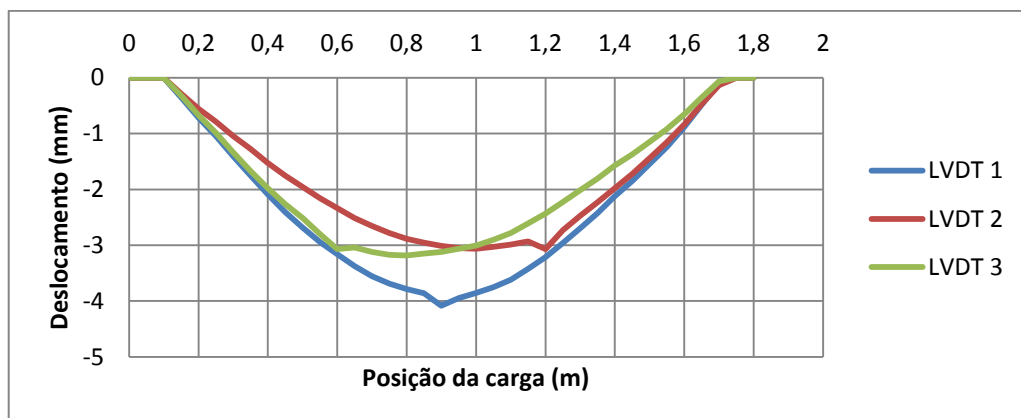


Figura 4.40 - Linhas de influência do deslocamento 1, 2 e 3 para viga sem dano.

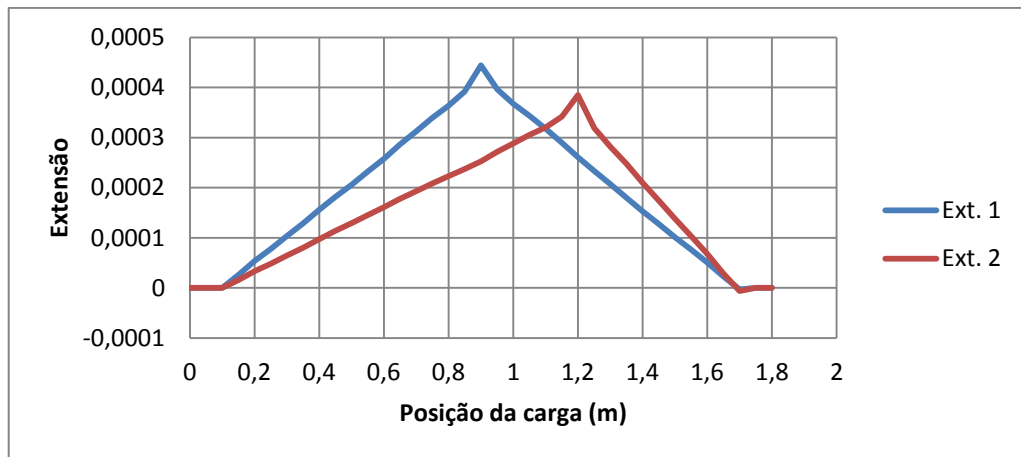


Figura 4.41 - Linhas de influência da extensão 1 e 2 para viga sem dano.

#### 4.4.2. Cenário de dano único

Neste cenário foram introduzidos os danos relativos aos casos de estudo b), c) e d) no local identificado como posição 1 e representado na Figura 4.42.

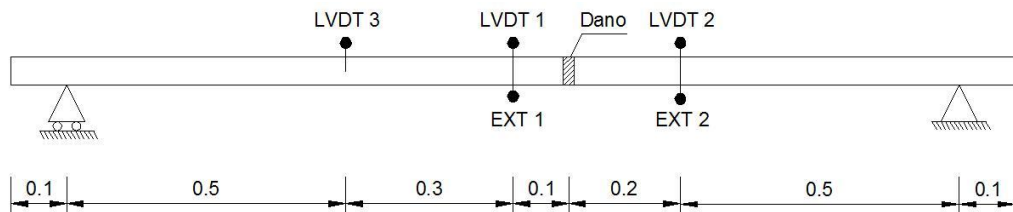


Figura 4.42 - Identificação do dano na posição 1.

Foi calculada a diferença entre as medições feitas pelo LVDT 1 e pelo EXT 1 com e sem a presença destes danos, diferença essa que se encontra representada nas Figuras 4.43 e 4.44, respetivamente. Os danos referentes a estes casos de estudo estão por ordem crescente de severidade sendo o caso b) menos severo e o caso d) mais severo e, como tal, a diferença que deveria haver entre eles graficamente era uma tendência da linha de influência em afastar-se mais do eixo no local do dano pois, é nessa zona, que deveria haver a maior diferença entre a linha de influência com dano e sem dano devido à presença do mesmo. Contudo, não é isso que se verifica por existirem diferenças com maior representatividade entre as linhas de influência ao longo da distância das mesmas muito provavelmente devido ao posicionamento incerto da carga na execução da sua passagem ao longo do perfil.

Como foi dito anteriormente, a passagem da carga foi feita manualmente e esteve apenas dependente da sensibilidade do autor o posicionamento correto da carga nas marcas pré-definidas o que em muitas situações se tornou de difícil execução devido a inúmeros fatores como pequenos detritos ou pequenas deformações do perfil nesses locais.

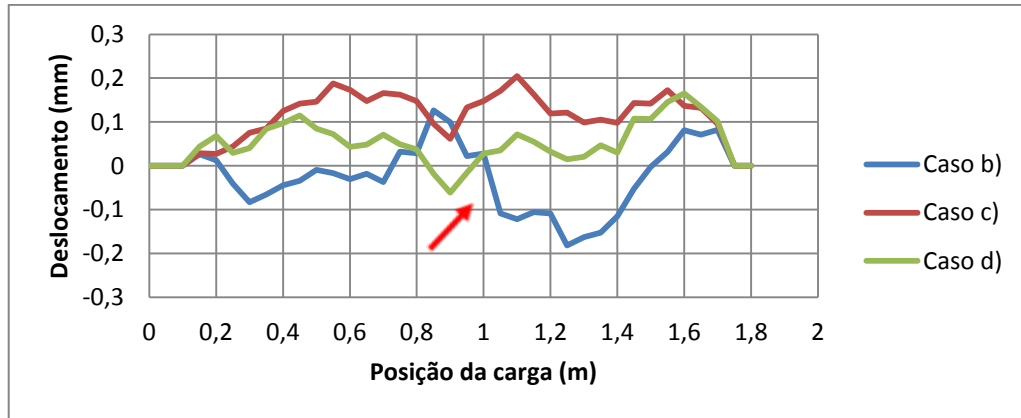


Figura 4.43 – Diferença da medição do LVDT 1 para os casos de estudo b), c) e d) na posição 1.

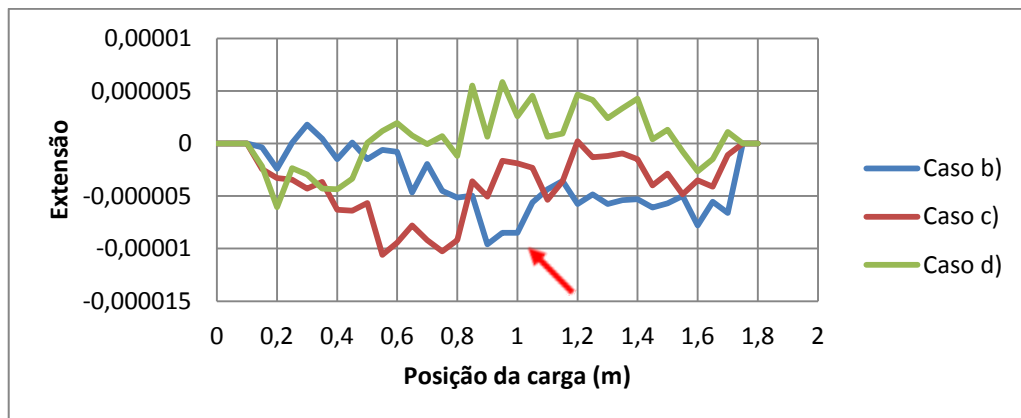


Figura 4.44 – Diferença da medição do EXT 1 para os casos de estudo b), c) e d) na posição 1.

Relativamente ao caso de estudo d) ilustrado na Figura 4.45, estão representadas as diferenças das linhas de influência referentes aos deslocamentos e às extensões com a presença do mesmo nas Figuras 4.46 e 4.47, respetivamente. Pelos resultados obtidos através do estudo numérico para este caso de estudo, onde o máximo desvio da linha de influência dos deslocamentos encontra-se na ordem das milésimas de milímetro, pode-se concluir que pela via experimental, existiram diferenças na ordem das centésimas de milímetro entre as linhas ao longo do estudo que impossibilitam a visualização correta do local do dano.



Figura 4.45 - Caso de estudo d).

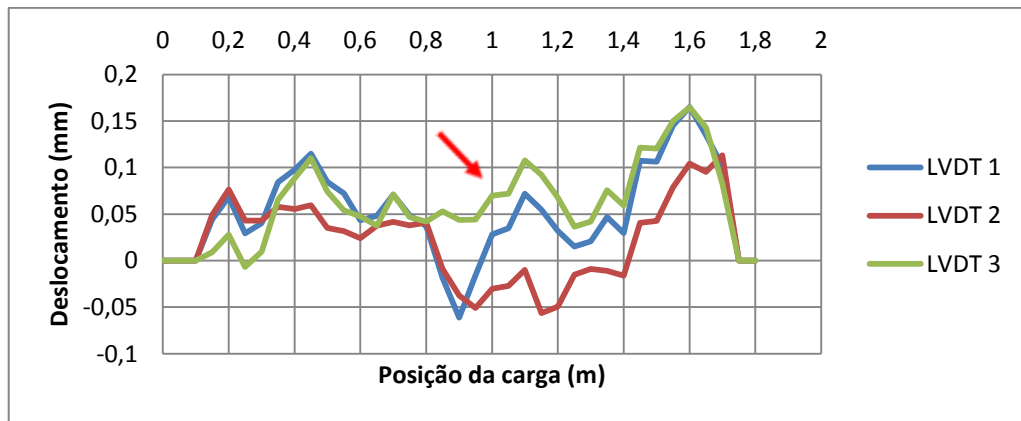


Figura 4.46 – Diferença de medições LVDT1, LVDT2 e LVDT3 com o dano d) na posição 1.

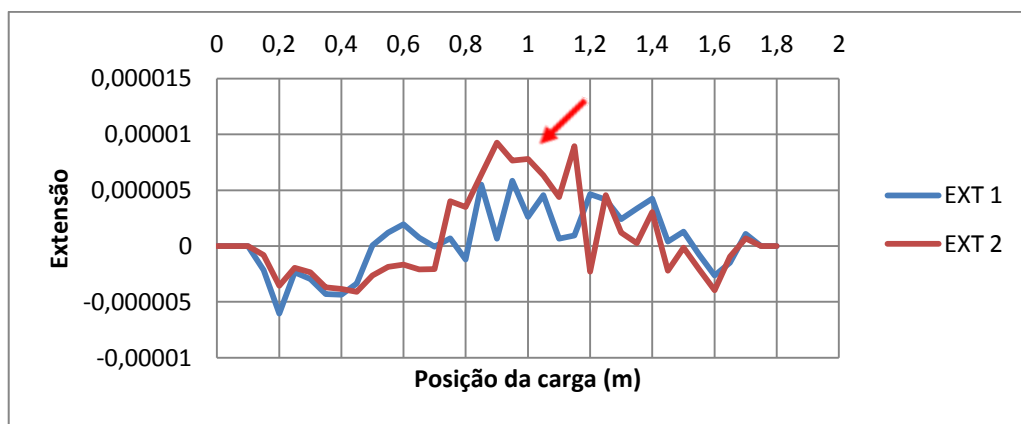


Figura 4.47 – Diferença de medições EXT1 e EXT2 com o dano d) na posição 1.

#### 4.4.3. Cenário de dano múltiplo

Este cenário foi experimentado neste estudo com a introdução de danos na posição 1 anteriormente referida e na posição 2 distanciada 0,4m da extremidade esquerda do perfil como indica a Figura 4.48.

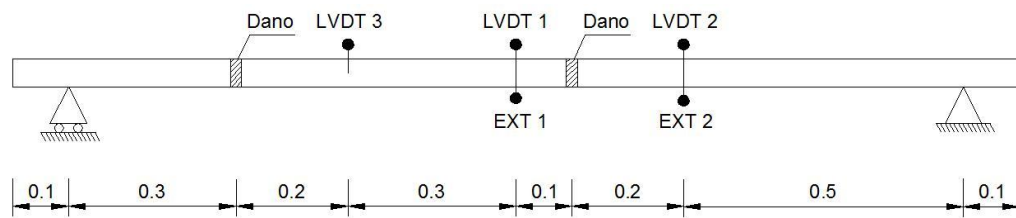


Figura 4.48 - Identificação do dano na posição 1 e na posição 2.

Os casos de estudo d) e e), correspondem a uma redução de inércia do perfil de cerca de 8% o que, em experiências com um ambiente real, é necessário um processo de medição muito rigoroso pois, se assim não for, facilmente se obtêm diferenças entre as linhas de influência devido a essa falta de rigor com maior representatividade do que as diferenças devido à presença de um dano. Nas Figuras 4.49 e 4.50 é evidente que a diferença entre as linhas de influência não apresentam uma configuração uniforme e, desse modo, não foram detetados com sucesso os danos introduzidos.

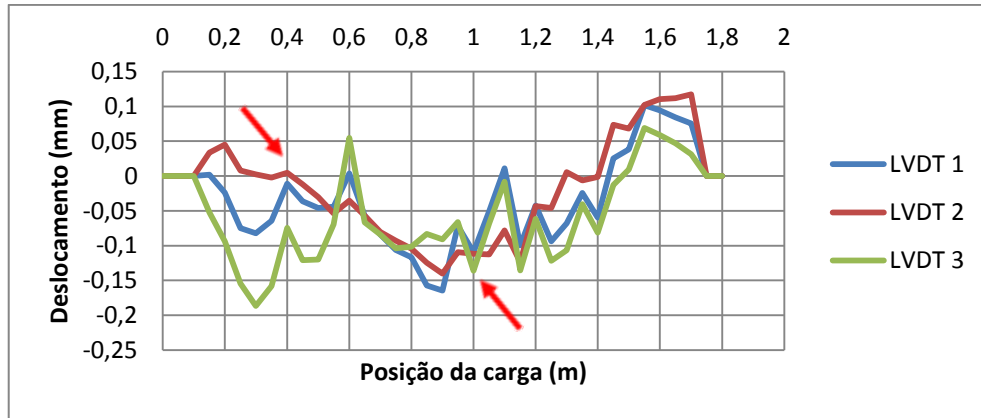


Figura 4.49 – Diferença de medições LVDT1, LVDT2 e LVDT3 com os danos d) e e) nas posições 1 e 2, respetivamente.

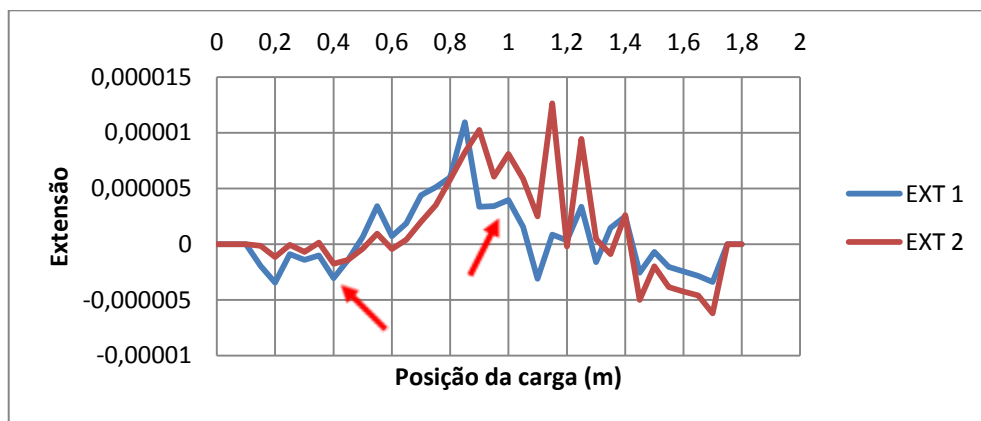


Figura 4.50 – Diferença de medições EXT1 e EXT2 com os danos d) e e) nas posições 1 e 2, respetivamente.

Durante o decorrer da experiência, o extensómetro 2 ficou danificado ficando desse modo apenas o extensómetro 1 a fazer medições das extensões do perfil. Neste cenário de dano múltiplo, apenas se aumentou a severidade dos danos introduzidos na posição 1 ficando inalterado o caso de estudo e) na posição 2. Na Figura 4.51 está ilustrado o caso de estudo e).

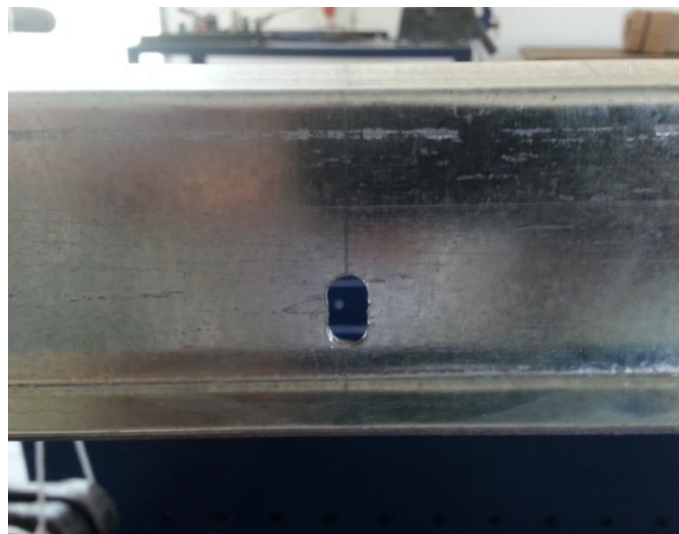


Figura 4.51 - Caso de estudo e).

As Figuras 4.52 e 4.53 representam a evolução gráfica que se obteve com a introdução dos casos de estudo f), g) e h) na posição 1, sendo a primeira relativa à diferença entre as linhas de influência medidas pelo LVDT1 e a segunda relativa à medição do extensómetro 1.

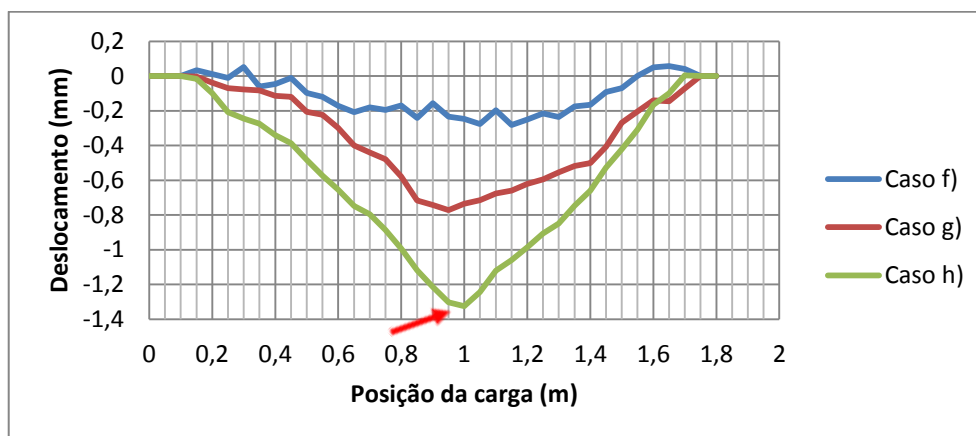


Figura 4.52 – Diferença de medição do LVDT 1 para os casos de estudo f), g) e h) na posição 1.

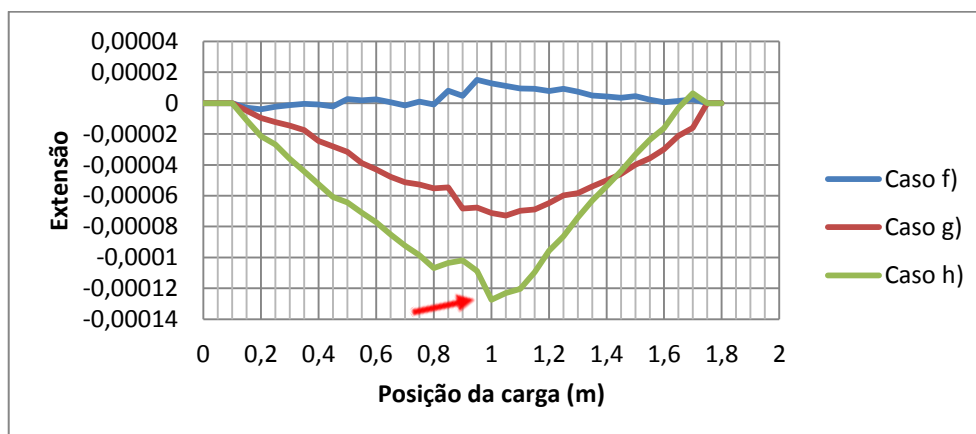


Figura 4.53 – Diferença de medição do EXT 1 para os casos de estudo f), g) e h) na posição 1.

É possível observar que para o caso de estudo h) que corresponde a uma redução de inércia na ordem dos 63%, identifica e localiza bem o dano ao contrário do caso de estudo e) na posição 2 que representa uma severidade reduzida e não é detetável. Esta situação verifica-se com a introdução do caso de estudo g) na posição 1 que corresponde a uma redução de 42% de inércia sendo este detetável embora apresente o pico da linha de influência ligeiramente ao lado do local do dano. O caso de estudo f) com cerca de 25% de redução da inércia da secção do perfil não foi identificado nem localizado com sucesso.

A introdução do caso de estudo h) na posição 1, ilustrado na Figura 4.54, e a permanência do caso e) na posição 2 permitiram perceber, através das Figuras 4.55 e 4.56, que o dano h) foi identificado e localizado com sucesso. Ao invés, o dano e) não é suficientemente severo para ser detetado tanto num cenário de caso único como num cenário de caso múltiplo, embora a não identificação deste dano possa estar também associada aos diversos fatores desfavoráveis inerentes à execução deste estudo tais como a imprecisão na colocação da carga nas marcas pré-definidas ao longo das várias passagens da carga sobre o perfil.



Figura 4.54 - Caso de estudo h).

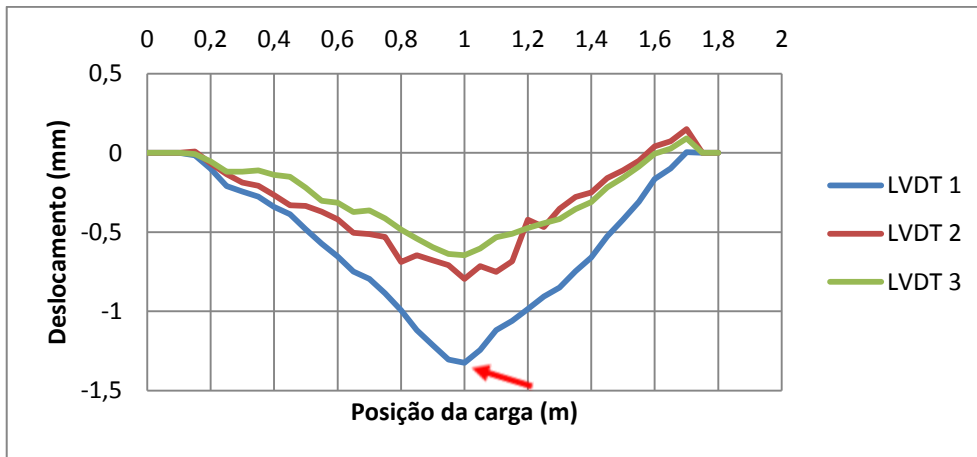


Figura 4.55 – Diferença de medições LVDT1, LVDT2 e LVDT3 com os danos h) e e) nas posições 1 e 2, respetivamente.

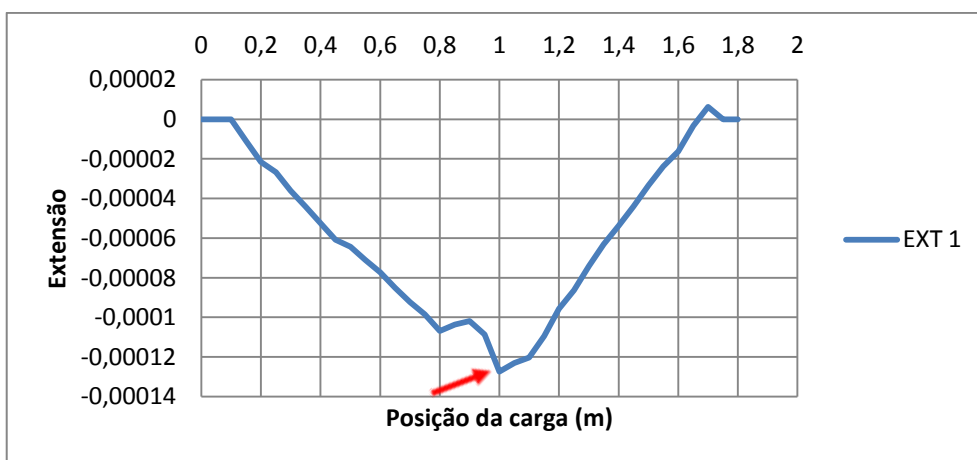


Figura 4.56 – Diferença de medição EXT1 com os danos h) e e) nas posições 1 e 2, respetivamente.

#### **4.5. Análise dos resultados**

O estudo numérico elaborado neste capítulo, permitiu demonstrar que este método de deteção de dano com base nas linhas de influência pode ser uma grande mais valia no que diz respeito à identificação e localização de danos. Este estudo, contribuiu com informação relevante que comprova os resultados obtidos em estudos elaborados por outros autores permitindo assim consolidar as vantagens e desvantagens associadas a este método.

Foram expostos três cenários onde o primeiro se refere à existência de um dano apenas onde foi detetado com sucesso o dano correspondente a uma redução de inércia de 8%, o segundo cenário que se refere à existência de dois danos, os quais foram detetados com sucesso sendo mais evidente a identificação do dano mais próximo do ponto de medição e o terceiro cenário onde foram testadas situações numa viga contínua e que ficou demonstrado o sucesso da identificação e localização dos danos introduzidos. Neste último cenário, a utilização da diferença das linhas de influência dos deslocamentos e das rotações numa situação com dois danos, permitiu perceber que, à semelhança da mesma situação na viga simplesmente apoiada, o dano mais próximo do ponto de medição é melhor identificado, no entanto, com a utilização das linhas de influência das extensões esse facto já não se verifica sendo que tanto o dano mais afastado como o mais próximo do ponto de medição, são identificados e localizados na perfeição.

Este estudo foi processado com recurso a um programa de cálculo que não considera vários fatores que num caso real podem condicionar os resultados obtidos. Com o cálculo da diferença entre uma linha de influência com e sem dano obtém-se, em muitos casos, valores muito reduzidos necessitando desta forma que não existam perturbações que provoquem diferenças maiores entre a linha com e sem dano que impossibilitariam a visualização gráfica da presença do dano.

No estudo experimental elaborado, em cada passagem da carga sobre o perfil, foram feitas paragens de 0,05m em 0,05m e nem sempre a posição da carga foi a mesma nessas paragens com a presença e sem a presença de danos no perfil. Esse fator contribuiu para a existência de desvios na diferença das linhas de influência que, em alguns casos, condicionaram a identificação dos danos.

No entanto, o objetivo principal da execução deste estudo foi alcançado com sucesso, tendo esta técnica evidenciado boas capacidades na identificação, localização e até quantificação dos danos que foram introduzidos ao longo do estudo.

Como exemplo, temos os resultados obtidos com a presença dos casos de estudo g) e h) que apresentam uma redução da rigidez do perfil de aproximadamente 42% e 63%, respetivamente. Nestes casos, tanto a diferença das linhas de influência relativas aos deslocamentos como as relativas às extensões apresentaram graficamente um máximo afastamento da linha ao eixo na zona do dano, indicando a presença do mesmo. A localização do dano foi feita através da localização desse desvio máximo no gráfico e a quantificação poderá ser obtida correlacionando os valores obtidos entre danos com severidades diferentes.

## 5. Caso de estudo 2: Deteção de dano numa ponte

### 5.1. Introdução

Neste capítulo, procede-se à apresentação dos resultados obtidos com a aplicação de três métodos de deteção de dano após simulação de vários danos estruturais na ponte ferroviária sobre o rio Coura que será descrita no ponto dois deste capítulo. A ponte, ilustrada na Figura 5.1, é real e encontra-se em funcionamento. Como tal, apenas serão analisados os resultados obtidos a partir da modelação numérica da mesma, pois não seria viável simular danos estruturais na ponte ativa.



Figura 5.1 - Ponte ferroviária sobre o rio Coura.

Os métodos aqui analisados no processo de deteção dos danos introduzidos na estrutura foram o método das linhas de influência, o método da curvatura dos modos de vibração e o método da transformada de wavelet. O primeiro método baseia-se na resposta estática da estrutura e os restantes na resposta dinâmica embora os dois primeiros tenham em comum o facto de necessitarem das respostas intacta e danificada da estrutura enquanto o último método necessita apenas da resposta danificada.

No método das linhas de influência foram considerados três pontos de medição correspondentes aos momentos, aos deslocamentos e às rotações aquando da passagem de uma carga rolante sobre a ponte. Após ter sido correlacionada a posição da carga com as medições efetuadas, foram obtidas as linhas de influência dessas grandezas. Simulando medições reais com a diferença entre as linhas de influência com e sem dano procurou-se identificar e localizar os danos introduzidos.

Os métodos da curvatura e da transformada de wavelet baseiam-se na análise dos modos de vibração da estrutura, sendo que o primeiro procede ao cálculo da curvatura dos mesmos através do método da diferença central e o segundo aplica a transformada discreta de wavelet com recurso ao programa Matlab de modo a obter um conjunto de coeficientes de wavelet que se pretende que permitam detetar os danos simulados.

Em vários elementos da estrutura foram introduzidos danos correspondentes a uma redução do módulo de elasticidade de 50%, 80% ou 100% e a sua deteção ou não por parte dos métodos mencionados será discutida ao longo do capítulo.

## 5.2. Descrição da ponte

A ponte que permite a passagem de transportes ferroviários sobre o Rio Coura ao 104,941km da linha do Minho na vila de Caminha, distrito de Viana do Castelo é a ponte escolhida para este caso de estudo. A estrutura de reforço da mesma, que se assume como uma estrutura independente da ponte original, servirá de base para os estudos realizados neste capítulo.

A ponte sem o atual reforço está datada de 1879 e é constituída por um tabuleiro tradicional com longarinas e carlingas e por duas vigas principais de treliça de rótula múltipla, fechadas superiormente, com 6,386m de altura total e espaçadas de 5,21m, sendo estas compostas por 3 tramos contínuos de 51,25m, 61,50m e 51,25m de vão, perfazendo um total de 164m de comprimento. A Figura 5.2 representa a constituição da ponte inicialmente construída.

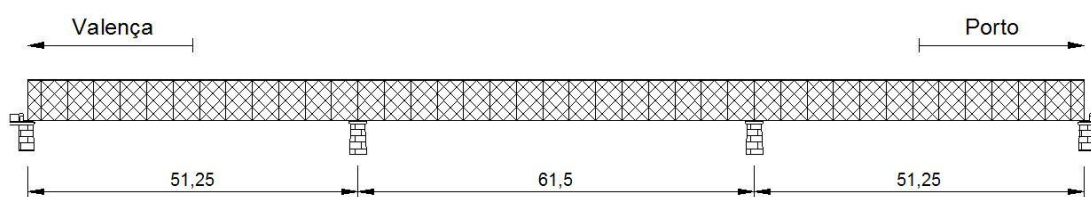


Figura 5.2 - Representação do alçado da ponte sem reforço.

Esta estrutura metálica estará apoiada em dois pilares intermédios e nos dois encontros situados nas extremidades da mesma, sendo que o aparelho de apoio colocado no pilar mais próximo de Valença é fixo por meio de favos de chapa e os aparelhos de apoios dos encontros e do outro pilar intermédio são dotados de um deslizamento longitudinal por meio de dispositivos de roletes.

Estes pilares e encontros foram concebidos em cantaria e sobre estes foi dimensionada a estrutura metálica, em ferro pudlado e com ligações rebitadas, como mostra a Figura 5.3, para uma sobrecarga total de 4ton/m sendo que o peso próprio da ponte era cerca de 2,2ton/m.



Figura 5.3 - Viga de treliça de rótula múltipla fechada superiormente da estrutura original.

Devido às restrições que esta ponte apresentava, em relação aos transportes ferroviários que ali passavam, a nível de carga e de velocidade, tornou-se necessário conferir à estrutura existente uma capacidade de carga compatível com as necessidades de tráfego previsíveis para linha do Minho, reforçando-a adequadamente.

A solução de reforço adotada teve que ter em consideração a introdução de alterações mínimas na geometria da ponte presente devido à simbologia e representatividade da mesma, o seu dimensionamento para uma locomotiva tipo com carga máxima de 22,5ton/eixo e carga rebocada mínima de 8ton/m e a verificação da capacidade de carga dos pilares e dos encontros para se avaliar a necessidade de reforço dos mesmos.

Posto isto, a solução consistiu na introdução de uma viga contínua do tipo “Bowstring Langer” como ilustra a Figura 5.4, que resulta da combinação de um arco superior fortemente comprimido com um tabuleiro inferior tracionado o suficiente de modo a tornar o sistema autoequilibrado. Esta viga foi introduzida envolvendo a ponte existente continuamente, ao longo dos seus três tramos, sendo capaz por si só de cumprir as exigências a nível de carga e de velocidade relativas ao tráfego previsto para a linha do Minho.



Figura 5.4 - Ponte sobre o rio Coura reforçada com viga do tipo "Bowstring Langer".

O procedimento da aplicação do reforço consistiu primeiramente no arranjo dos pilares e dos encontros para que os mesmos pudessem vir a suportar a estrutura de reforço e todos os esforços adicionais inerentes à passagem dos transportes ferroviários previsíveis para aquela linha, sendo posteriormente aplicada então a viga de reforço pelo exterior da ponte existente, ficando numa primeira fase cada uma das estruturas a resistir ao seu peso próprio.

Na eventualidade de se proceder à retirada da ponte mais antiga futuramente, a estrutura de reforço, após ligeiras alterações do tabuleiro, comportar-se-á como uma ponte nova resistindo na plenitude a todos os esforços solicitados aquando da presença das duas estruturas, sendo esta a razão por se ter optado por estudar apenas a ponte nova neste capítulo.

Os arcos da solução de reforço apresentam uma flecha de cerca de 10m nos vãos extremos e 12m no vão central correspondendo a aproximadamente 1/5 dos respetivos vãos. Estes arcos foram travados superiormente entre si para que a capacidade resistente à rotura por instabilidade fosse garantida.

Na Figura 5.5 estão representadas a estrutura existente com cor preta e a estrutura de reforço com cor vermelha sendo apresentadas as vistas associadas ao alçado e ao tabuleiro do conjunto e a vista do contraventamento superior do reforço.

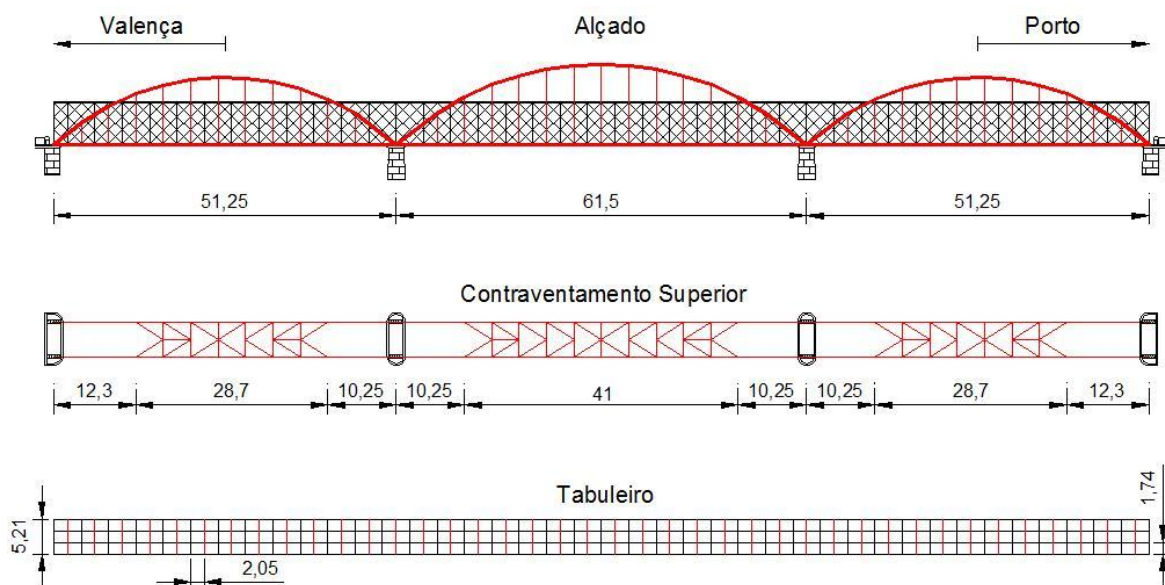


Figura 5.5 - Alçado, contraventamento superior e tabuleiro da ponte.

A escolha do perfil para contraventar os banzos superiores recaiu sobre o IPE 600 apresentando este, alvéolos ao longo da sua alma de modo a tornar a estrutura de reforço mais leve, não comprometendo com isso as suas funções. Estes perfis foram dispostos perpendicularmente, paralelamente e diagonalmente em relação aos banzos como está representado na Figura 5.5 e na Figura 5.6.



Figura 5.6 - Contraventamento dos banzos superiores.

Nos banzos superiores foi utilizado um aço do tipo S275 com a secção representada na Figura 5.7.

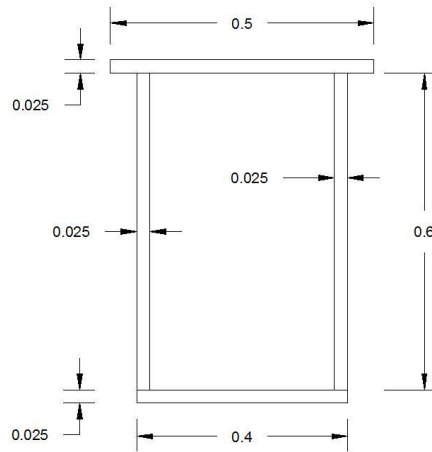


Figura 5.7 - Banzo superior (m).

A estrutura de reforço é constituída por três tramos havendo cruzamento entre o banzo superior e o banzo inferior nos apoios centrais e nos apoios extremos. O banzo inferior também é constituído por aço S275 e a ligação entre os banzos nos apoios extremos está representada na Figura 5.8.

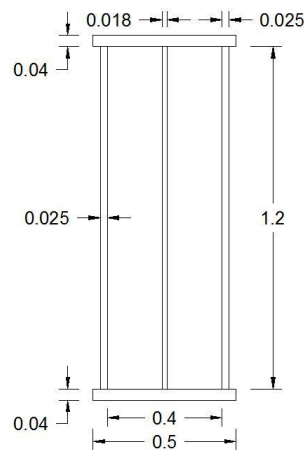


Figura 5.8 - Banzo inferior - apoios extremos (m).

O banzo inferior, na ligação entre os apoios, apresenta a secção ilustrada na Figura 5.9.

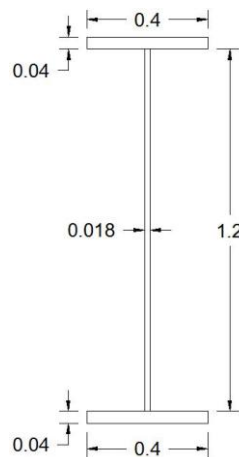


Figura 5.9 - Banzo inferior - vão (m).

A ligação entre os banzos superior e inferior nos apoios centrais está representada na Figura 5.10.

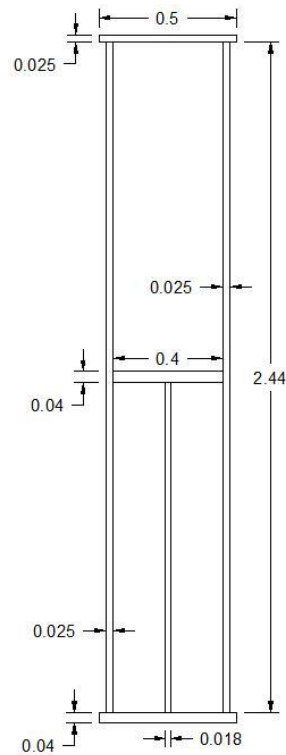


Figura 5.10 - Banzo inferior - apoios centrais (m).

O respetivo pormenor da ligação entre os banzos da estrutura de reforço num apoio central, está ilustrado na Figura 5.11.



Figura 5.11 - Banzo inferior - apoio central "in situ".

Os montantes que fazem a ligação entre o banzo superior e o banzo inferior através de ligações aparafusadas, também são constituídos por aço do tipo S275 e apresentam uma distância de 4,1m entre eles sendo que na zona dos apoios centrais distam destes 6,15m. O perfil tubular quadrado SHS 200x200x8mm foi o perfil escolhido para funcionar como montante na estrutura de reforço sendo a sua secção apresentada na Figura 5.12.

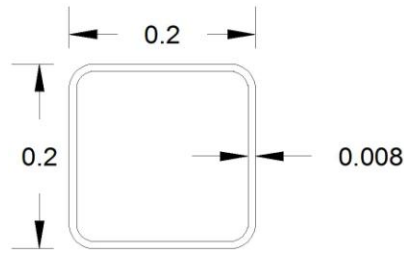


Figura 5.12 - Montante (m).

Relativamente ao tabuleiro, a transmissão da carga do transporte ferroviário é feita para os carris, que por sua vez transmitem para as travessas de madeira, as quais dividem a carga pelas longarinas espaçadas de 1,74m e estas para as carlingas que estão apoiadas no banzo inferior da estrutura de reforço. A Figura 5.13 ilustra a ligação entre as longarinas e as carlingas.

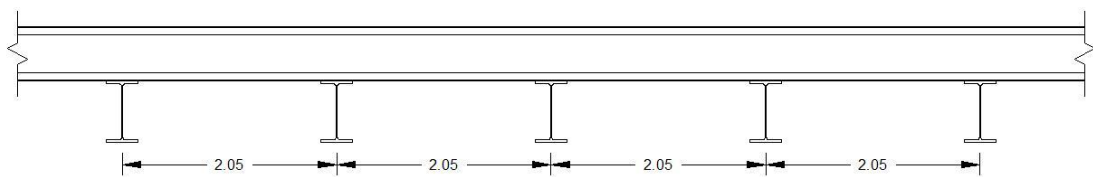


Figura 5.13 - Ligação entre as longarinas e as carlingas.

Antes do reforço, existiam apenas carlingas espaçadas de 4,1m à mesma altura das longarinas. Entretanto, com esta solução de reforço, foi diminuído o vão das longarinas colocando, pela parte inferior das mesmas, um conjunto de carlingas espaçadas de 2,05m onde, alternadamente, uma carlinga nova atua com uma existente apresentando desse modo uma capacidade resistente muito superior à inicial.

Como foi dito anteriormente, a solução estrutural de reforço pode ser considerada uma ponte nova e autónoma pois, em nada fica dependente da ponte existente. Por esta razão, neste estudo apenas foi considerada a estrutura de reforço não considerando a presença das carlingas existentes anteriormente, desprezando a presumível diminuta interação entre as duas estruturas.

As carlingas de reforço, apresentadas na Figura 5.14, são uns perfis HEA600 com um tipo de aço S235, apresentam um vão de 5,21m e encontram-se espaçadas entre si de 2,05m.

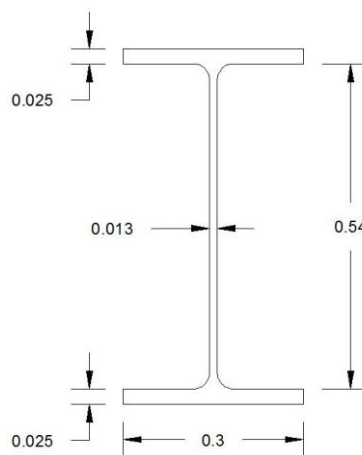


Figura 5.14 - Carlinga (m).

Com esta solução, o vão que as longarinas passam a ter é de 2,05m o que permite o seu correto funcionamento sem necessidade de reforço. A secção das longarinas é composta por vários elementos entre os quais duas cantoneiras em cada banzo e uma chapa na alma como é apresentado na Figura 5.15.

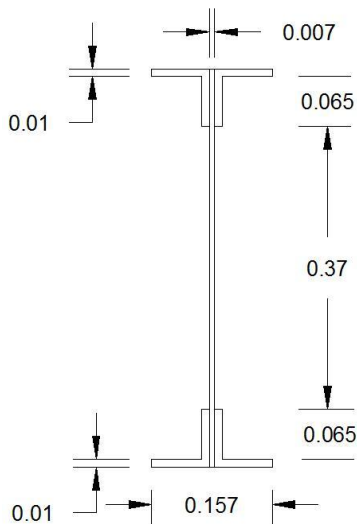


Figura 5.15 - Longarina (m).

Na Figura 5.16 pode se observar uma imagem da parte inferior do tabuleiro onde são visíveis as duas longarinas apoiadas numa carlinga de reforço que por sua vez está apoiada nos banzos inferiores da estrutura dimensionada para reforçar a ponte.



Figura 5.16 - Ligação carlinga com longarina "in situ".

Em suma, a solução de reforço da ponte real será utilizada neste trabalho como uma ponte independente tendo sido feita a sua modelação numérica e posterior análise do comportamento estrutural através do programa de cálculo Robot Structural Analysis.

### 5.3. Interface gráfica

O estudo de três métodos de detecção de dano estrutural levou a que fosse obtida uma quantidade significativa de dados. Para que fosse mais fácil a leitura e interpretação desses dados, foi elaborada uma interface gráfica com recurso ao programa Matlab. Na Figura 5.17 é possível visualizar a página inicial dessa interface.

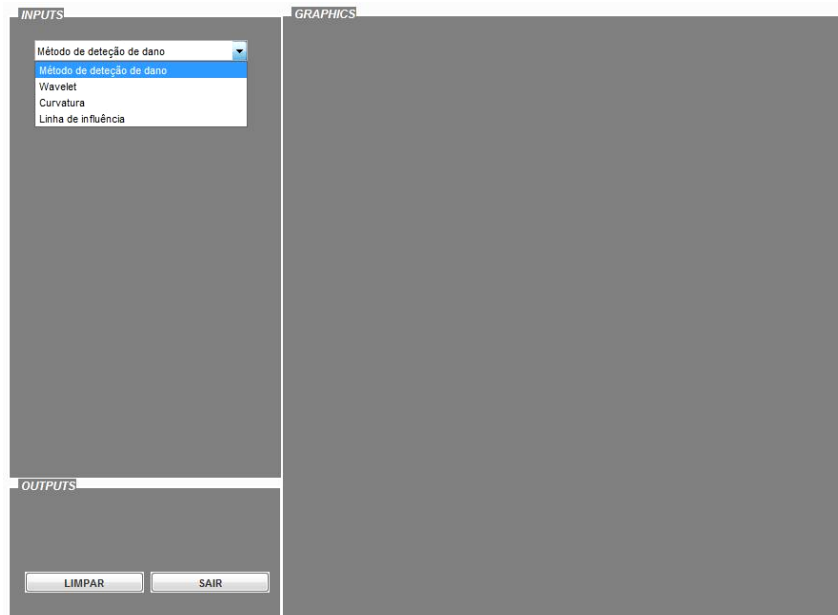


Figura 5.17 - Página inicial da interface gráfica.

A primeira opção a ser feita será a escolha do método que se pretende estudar: a transformada de wavelet, a curvatura dos modos de vibração ou o método baseado nas linhas de influência. A título ilustrativo, escolhendo primeiramente este último método, a configuração da página resultante dessa escolha está apresentada na Figura 5.18.

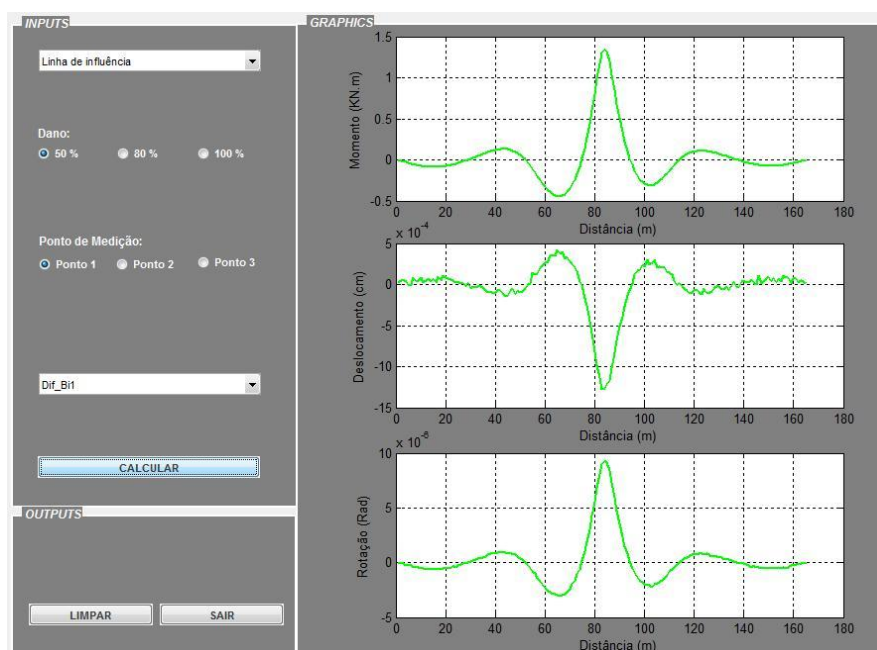


Figura 5.18 - Interface gráfica - Método das linhas de influência.

Esta interface surge como uma mais valia na medida em que estão disponíveis várias opções no painel inputs que após seleção do utilizador permite obter os resultados gráficos pretendidos. A mesma está associada ao Excel onde estão presentes todos os dados extraídos da modelação numérica deste estudo mas com a possibilidade de serem inseridos dados de outros estudos.

Seguindo as opções que surgiram no painel “inputs”, após seleção do método das linhas de influência, a primeira escolha é referente à quantificação do dano que foi introduzida no elemento que se pretende analisar. No caso em estudo, definiu-se as percentagens de 50%, 80% e 100% traduzidas ao nível de uma redução do respetivo módulo de elasticidade.

Uma outra opção refere-se ao ponto de medição. Como mencionado na descrição deste método no capítulo 3 deste trabalho, é necessário um ponto de medição onde sejam medidas as grandezas pretendidas. Neste estudo foram definidos três pontos de medição que serão identificados mais à frente neste capítulo, na análise dos resultados obtidos por este método.

A última opção dá à escolha o elemento em que se pretende introduzir o dano. Pode-se escolher visualizar os resultados para a situação sem dano, pode-se optar pelos resultados com dano ou escolher a diferença entre eles onde existe uma probabilidade maior de detetar os danos.

Através dos pontos de medição foram obtidas as linhas de influência dos momentos, dos deslocamentos e das rotações. No painel “graphics” é possível visualizar os gráficos destas três grandezas de acordo com as opções tomadas anteriormente.

Se a escolha do método recair sobre a curvatura dos modos de vibração, a página da interface gráfica que surgirá está ilustrada na Figura 5.19.

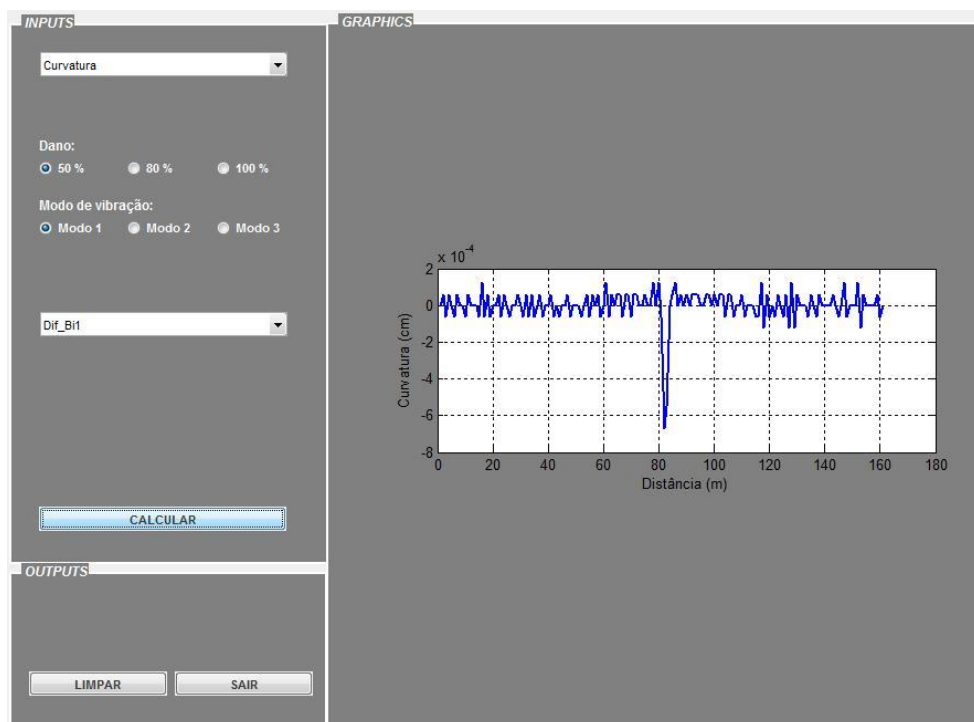


Figura 5.19 - Interface gráfica - Método da curvatura dos modos de vibração.

Após a seleção do método da curvatura dos modos de vibração, as opções que surgem são idênticas às que surgiram com a escolha do método das linhas de influência à exceção dos pontos de medição que deram lugar à opção dos modos de vibração. Este método baseia-se nos modos de vibração e que neste caso de estudo tomou-se em consideração os três primeiros modos.

Após a escolha da severidade do dano, do modo de vibração a analisar e do elemento a inserir o dano, surge no painel “graphics” o gráfico da curvatura dos modos de vibração ou da diferença da curvatura entre o estado danificado e o intacto mediante as opções selecionadas.

Os gráficos que aparecem no painel “graphics” ficam sempre visíveis até que o utilizador clique no botão “limpar”. Esta opção é interessante quando se pretende apresentar o gráfico com os resultados da estrutura sem dano e logo de seguida o gráfico com os resultados obtidos depois de ter sido introduzido um dano. Desta forma é possível visualizar na mesma janela os resultados para o estado intacto e danificado de modo a avaliar o impacto associado à presença de um determinado dano na estrutura.

O último método disponível é o da transformada de wavelet e após a sua escolha surge a página ilustrada na Figura 5.20.

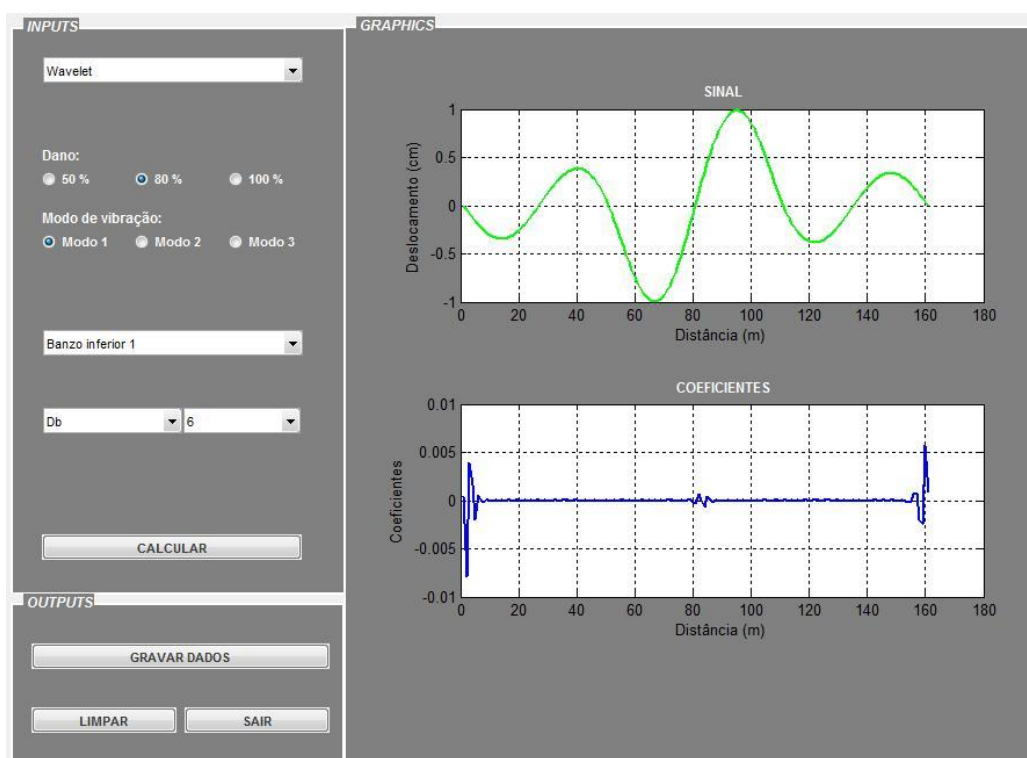


Figura 5.20 - Interface gráfica - Método da transformada de wavelet.

As opções que surgem além das que foram apresentadas pela curvatura dos modos de vibração, são a escolha das wavelet mãe e da sua ordem. As wavelets disponíveis correspondem às que apresentam melhores propriedades para proceder à deteção de danos tais como a Daubechies, a Symlets, a Coiflets e a Biorthogonal, conforme introduzido no capítulo 3.

Depois da escolha das opções pretendidas e do clique no botão “calcular”, são apresentados os gráficos do sinal a ser analisado e dos coeficientes de wavelet. O sinal a ser analisado pode ser, neste caso, o modo de vibração selecionado sem dano, o modo de vibração selecionado com dano ou a diferença entre um e o outro que permitirá também visualizar se existe alguma perturbação no sinal. O gráfico dos coeficientes de wavelet apresenta os coeficientes gerados a partir do sinal a ser analisado de acordo com a wavelet selecionada.

O botão “gravar dados” apenas surge quando selecionado o método da transformada de wavelet pois tem como objetivo gravar numa folha de excel os coeficientes de wavelet obtidos a partir das análises elaboradas nesta interface gráfica. Este foi um dos principais motivos para se proceder à elaboração desta interface uma vez que a forma mais simples e prática de se obter estes coeficientes é através do Matlab.

O Matlab apresenta um código interno para efetuar este procedimento que é apresentado de seguida:

1° PASSO - Obter sinal através da página, da folha e da posição inicial e final no Excel.

```
s=xlsread('Wavelet.xlsx','Casol Sem dano','C3:FG3');
```

2° PASSO - Obter o comprimento do sinal.

```
ls= length(s);
```

3° PASSO - Decompor sinal em coeficientes de 1° nível de aproximação (cA1) e de detalhe (cD1).

```
[cA1,cD1]=dwt(s,'nome da wavelet e ordem desejada'); Por exemplo db6.
```

4° PASSO - Obter coeficientes de aproximação (A1) e de detalhe (D1).

```
A1= upcoef('a',cA1,'db6',1,ls);
```

```
D1= upcoef('d',cD1,'db6',1,ls);
```

5° PASSO - Obter gráfico dos coeficientes.

```
Plot(A1)
```

```
Plot(D1)
```

Com a ferramenta apresentada neste ponto foi possível relacionar vários dados obtidos, interpretar os mesmos e avaliar a necessidade de explorar outros cenários de forma simples e rápida. O facto de proceder ao cálculo dos coeficientes de wavelet foi uma mais valia na medida em que foi um processo não muito moroso e eficaz.

Após avaliação dos melhores resultados obtidos através desta ferramenta, procede-se à apresentação e discussão dos mesmos no ponto 4 deste capítulo.

#### 5.4. Apresentação dos resultados

Neste ponto pretende-se apresentar e analisar os resultados obtidos com a aplicação dos métodos de detecção de dano estrutural na ponte descrita no ponto dois deste capítulo. Esta ponte foi modelada no programa de cálculo Robot Structural Analysis como ilustra a Figura 5.21.

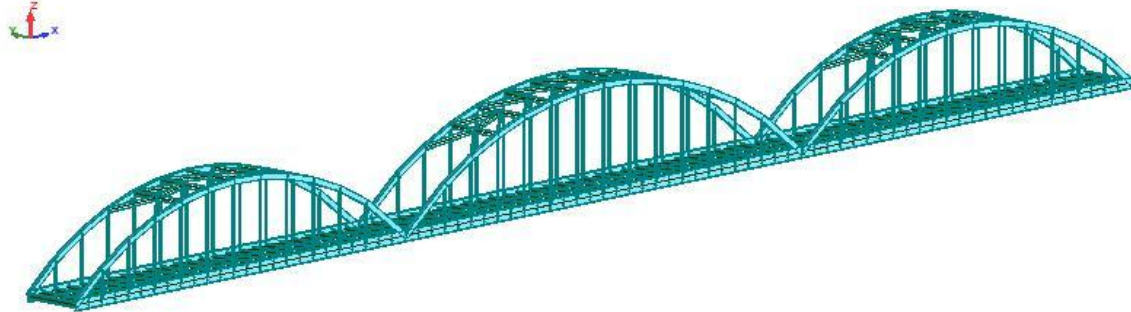


Figura 5.21 - Modelação da ponte no Robot Structural Analysis.

Os métodos escolhidos para proceder à detecção dos danos estruturais introduzidos neste caso de estudo foram o método das linhas de influência, o método da curvatura dos modos de vibração e o método da transformada de wavelet. Estes métodos, neste trabalho, têm como objetivo detetar danos mas para alcançar esse objetivo todos eles seguem percursos diferentes, todos eles analisam a resposta da estrutura de forma diferente.

Deste modo, para o método da curvatura e da transformada de wavelet foram extraídos do programa de cálculo o deslocamento vertical associado aos três primeiros modos de vibração e para o método das linhas de influência foram extraídas as linhas de influência dos momentos, dos deslocamentos e das rotações. Na Figura 5.22 é possível visualizar uma locomotiva tipo com um peso total de 1210kN que serviu para definir a carga rolante no programa de cálculo para posterior obtenção das linhas de influência.

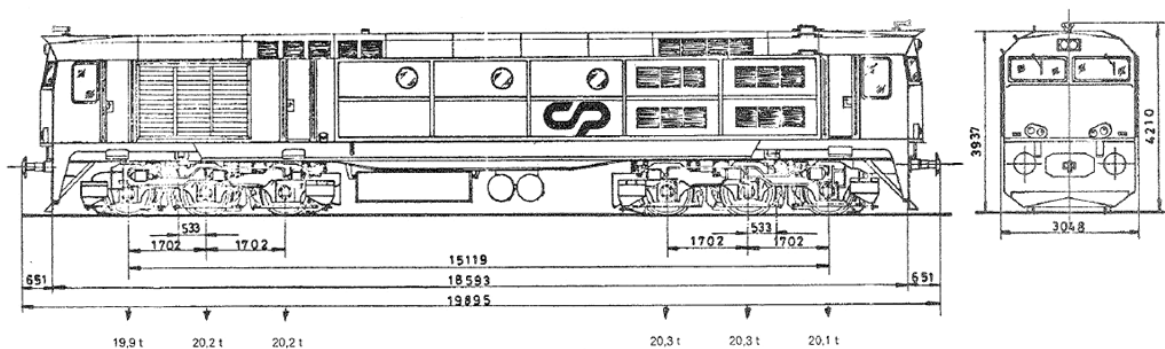


Figura 5.22 - Locomotiva Diesel Tipo.

Os modos de vibração não necessitam da definição de uma carga rolante que atue sobre a estrutura sendo os mesmos obtidos através da análise modal calculada pelo programa.

Nos pontos seguintes serão apresentados e discutidos os resultados resultantes do processo de detecção de dano estrutural associado aos três métodos escolhidos.

#### 5.4.1. Método das linhas de influência

Relativamente ao método das linhas de influência, foram definidos três pontos de medição ao longo do banzo inferior da estrutura e que estão representados na Figura 5.23. Considera-se um ponto a meio do primeiro vão (Ponto 1), um ponto a meio do vão central (Ponto 3) e um ponto junto ao primeiro apoio intermédio (Ponto 2).

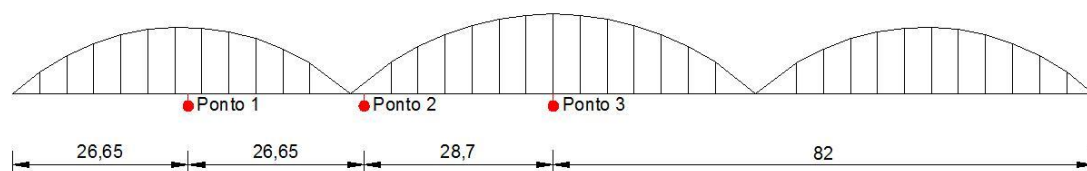


Figura 5.23 - Pontos de medição das linhas de influência.

Uma carga com o valor de 1210kN, deslocando-se de uma extremidade à outra da ponte ao longo de uma linha constituída por pontos espaçados de 1m, pretende simular a passagem da locomotiva (ver Figura 5.22). Tendo a ponte um comprimento de 164m, a carga foi assim aplicada sobre 165 pontos em cada passagem. Nos pontos 1, 2 e 3, ilustrados na Figura 5.23, procedem-se à medição dos momentos, dos deslocamentos e das rotações desses 165 pontos constituindo assim as linhas de influência das respetivas grandezas.

A obtenção das respetivas linhas de influência foi feita com a estrutura intacta e posteriormente com a estrutura danificada após a introdução de danos em alguns elementos seus constituintes. Foram escolhidos três tipos de dano a introduzir nos elementos correspondentes a uma redução do módulo de elasticidade de 50%, 80% e 100%. Os elementos em que foram introduzidos danos estão representados na Figura 5.24.

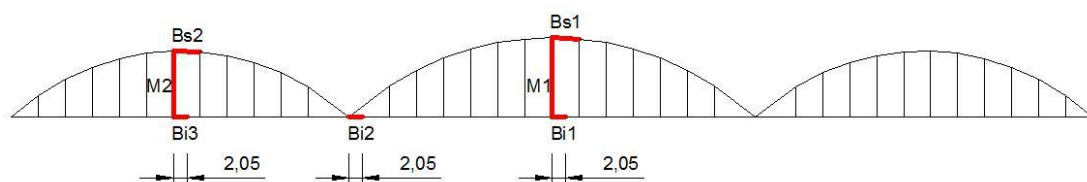


Figura 5.24 – Elementos em que foram introduzidos danos analisados pelo método das linhas de influência.

Como mostra a Figura 5.24, foram escolhidos dois elementos do banzo superior (Bs1 e Bs2), dois montantes (M1 e M2) e três elementos do banzo inferior (Bi1, Bi2 e Bi3). Procedeu-se ao cálculo das diferenças entre as linhas de influência, com a estrutura íntegra e danificada. Através da representação gráfica das mesmas, referindo os princípios expostos nos capítulos anteriores, procurou-se associar qualquer perturbação à localização do dano em análise.

No total, foram simuladas diversas combinações possíveis entre os três tipos de severidade do dano, os três pontos de medição e os vários elementos em que foram introduzidos os danos. Contudo, pretende-se neste ponto apresentar os resultados mais satisfatórios e que permitam retirar conclusões mais generalistas evitando desse modo tornar este trabalho demasiado extenso.

Com os dados obtidos a partir do ponto de medição 1, percebeu-se que os danos introduzidos no banzo inferior foram detetados com sucesso. A redução de 50% do módulo de elasticidade do elemento Bi1 que se encontra a 83,025m da extremidade esquerda da ponte, foi detetada com sucesso com a diferença entre as linhas de influência dos momentos, deslocamentos e rotações como ilustram as Figuras 5.25, 5.26 e 5.27, respetivamente.

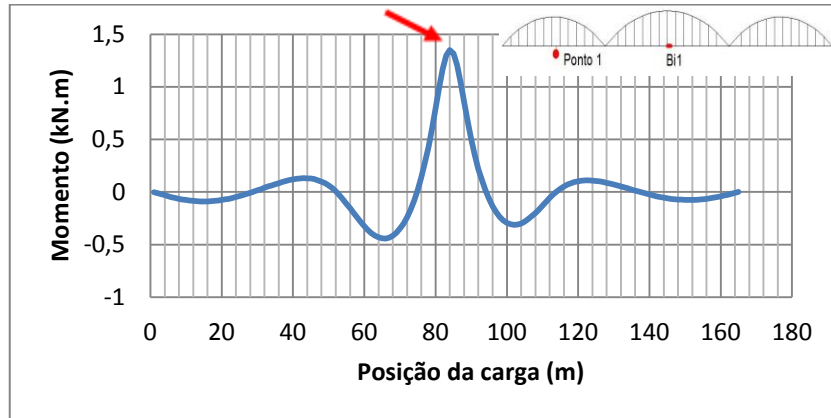


Figura 5.25 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bi1, ponto de medição 1.

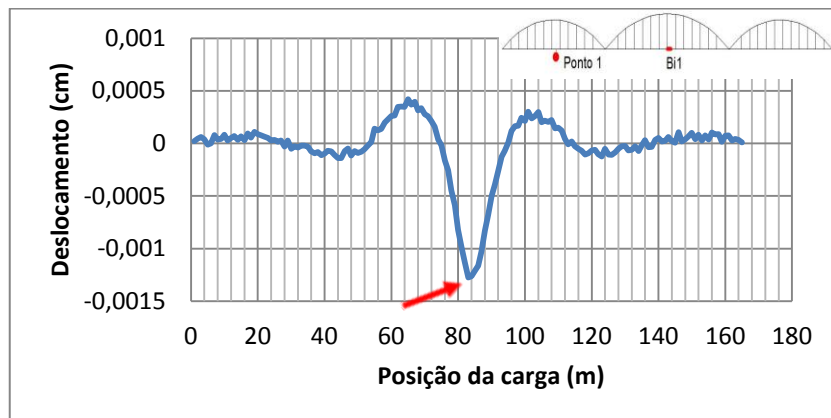


Figura 5.26 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 50%, Bi1, ponto de medição 1.

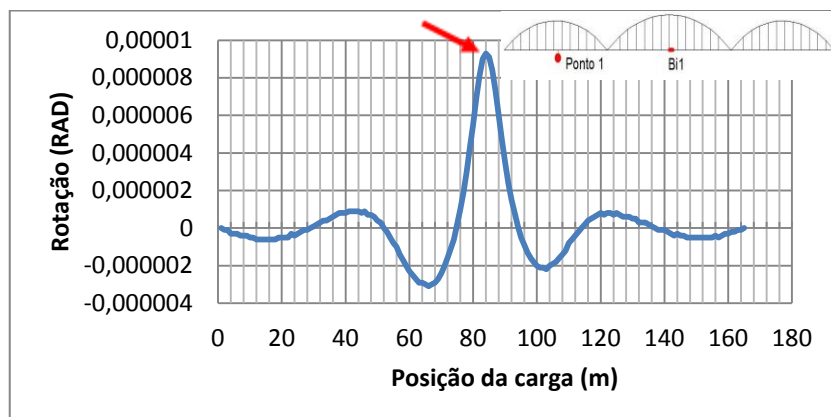


Figura 5.27 - Diferença das linhas de influência das rotações, dano 50%, Bi1, ponto de medição 1.

Nas Figuras 5.25, 5.26 e 5.27 é possível visualizar um pico na zona do dano sendo bem visível por corresponder, aproximadamente, ao triplo do valor associado ao segundo afastamento máximo.

Os elementos Bi1, Bi2 e Bi3 apresentam todos um comprimento de 2,05m. Após ter sido detetado no elemento Bi1 um dano de 50% através do ponto de medição 1, nas Figuras 5.28, 5.29 e 5.30 estão apresentados os resultados obtidos com a introdução de um dano de 50% no elemento Bi3, que se encontra a 25,625m da extremidade esquerda, sendo que as linhas de influência dos momentos, dos deslocamentos e das rotações foram obtidas através do ponto de medição 2.

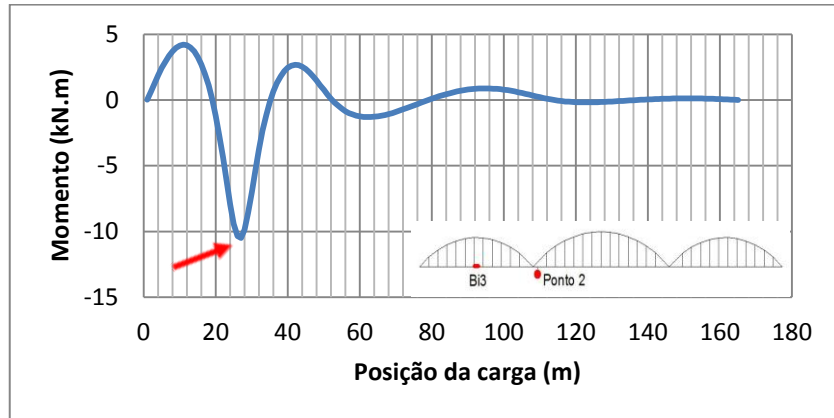


Figura 5.28 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bi3, ponto de medição 2.

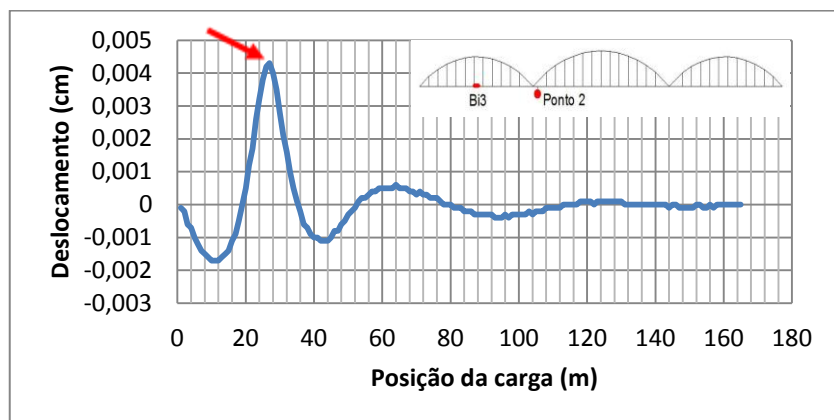


Figura 5.29 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 50%, Bi3, ponto de medição 2.

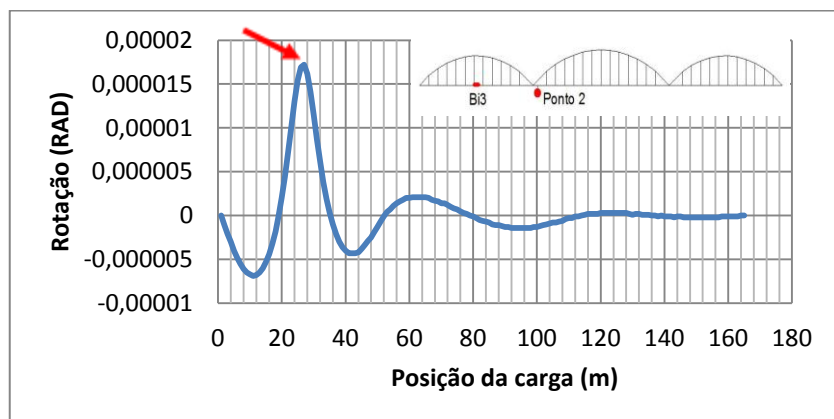


Figura 5.30 - Diferença das linhas de influência das rotações, dano 50%, Bi3, ponto de medição 2.

Uma vez mais o dano é detetado com sucesso, apresentando no local do dano a 25,625m da extremidade esquerda, o máximo afastamento da linha do gráfico.

Com um dano de 50% no elemento Bi2 que se encontra a 52,275m da extremidade esquerda, verificou-se que os três pontos de medição não revelaram resultados tão evidentes como nas mesmas situações nos outros elementos. Nas Figuras 5.31, 5.32 e 5.33 pode-se observar os resultados obtidos pelo ponto de medição 3 com a introdução de um dano 50% no elemento Bi2.

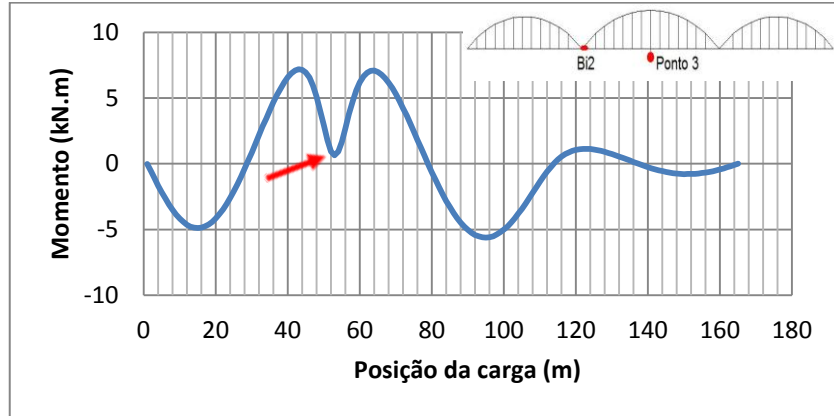


Figura 5.31 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bi2, ponto de medição 3.

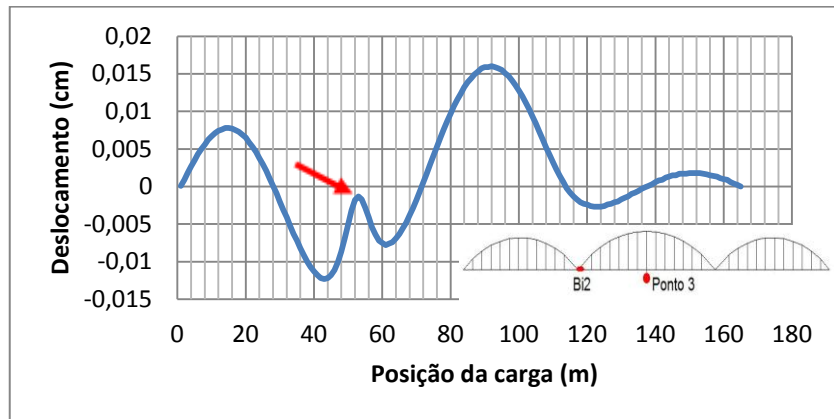


Figura 5.32 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 50%, Bi2, ponto de medição 3.

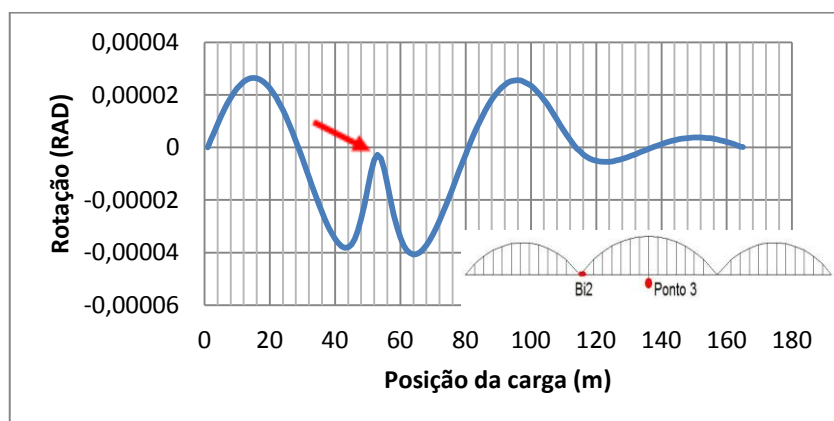


Figura 5.33 - Diferença das linhas de influência das rotações, dano 50%, Bi2, ponto de medição 3.

Apesar do máximo afastamento não corresponder ao local do dano, nesse mesmo local é possível visualizar um pico que o identifica mas não é com intensidade suficiente que permita a sua detecção sem conhecimento prévio da sua localização. A proximidade entre um apoio da estrutura e o dano faz com que a presença deste na estrutura não altere significativamente as linhas de influência.

Neste novo cenário, os elementos M1 e Bs1, que se encontram a 82m e 84,05m, respetivamente, da extremidade esquerda da ponte, viram ser-lhes reduzido o módulo de elasticidade em 50%. O ponto de medição 3 que se encontra tal como o elemento M1 a 82m, fez a medição dos momentos, deslocamentos e rotações para cada elemento. Após o cálculo da diferença entre as linhas de influência concluiu-se que os danos foram todos detetados com sucesso. A Figura 5.34 ilustra a diferença entre as linhas de influência dos momentos com introdução do dano 50% no elemento M1 e a Figura 5.35 ilustra os deslocamentos para o elemento Bs1.

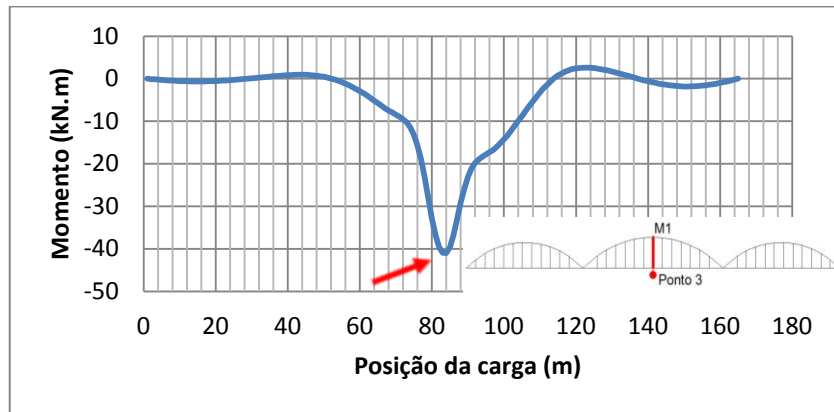


Figura 5.34 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, M1, ponto de medição 3.

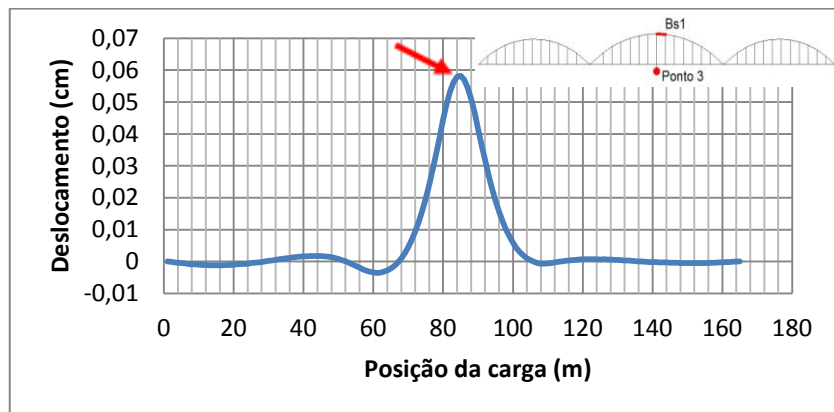


Figura 5.35 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 50%, Bs1, ponto de medição 3.

Na Figura 5.36 é possível observar a diferença entre as linhas de influência dos momentos com um dano de 50% no elemento Bs2 e com os resultados obtidos pelo ponto de medição 3.

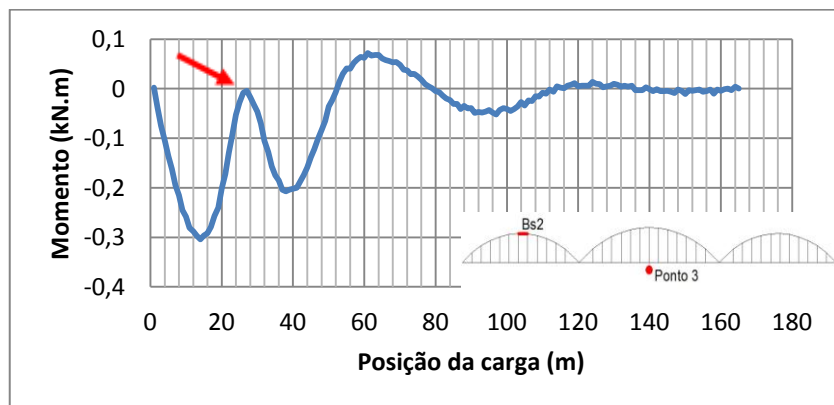


Figura 5.36 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bs2, ponto de medição 3.

Sabendo que o elemento Bs2 está a 26,65m da extremidade esquerda da estrutura, é possível confirmar que existe um pico nesse local representado na Figura 5.36. No entanto, sem a localização prévia do dano não é bem evidente a sua existência. A Figura 5.37 ilustra a observação feita pelo ponto de medição 1 ao dano de 50% no elemento Bs1.

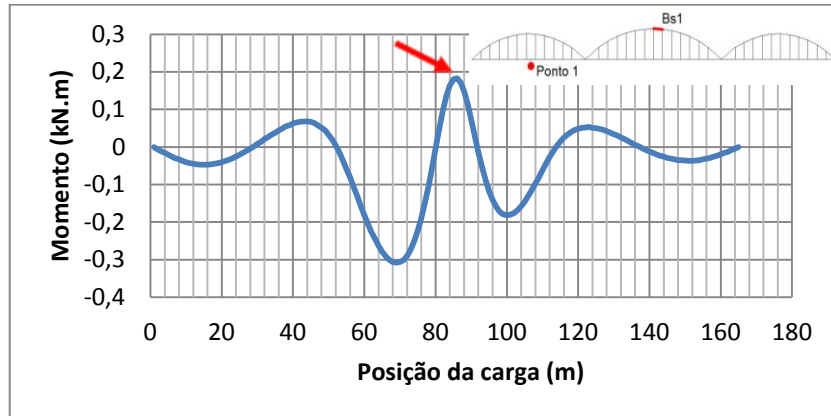


Figura 5.37 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, Bs1, ponto de medição 1.

Tal como na Figura 5.36, a Figura 5.37 identifica o dano no elemento Bs1 a 84,05m no entanto, o pico presente nesse local não se destaca o suficiente dos outros picos para evidenciar a presença de uma anomalia nesse local sem conhecer antecipadamente a sua localização.

Relativamente aos montantes, observa-se na Figura 5.34 que um dano de 50% é detetado com sucesso num elemento quando o ponto de medição está próximo do mesmo no entanto, isso já não se verifica quando o ponto de medição se encontra num tramo diferente do elemento danificado.

Na Figura 5.38 pode ser observada a diferença entre as linhas de influência dos momentos para a estrutura intacta e danificada. O elemento M1 encontra-se a 82m e tem presente um dano de 50% sendo que a leitura dos momentos foi obtida pelo ponto de medição 1.

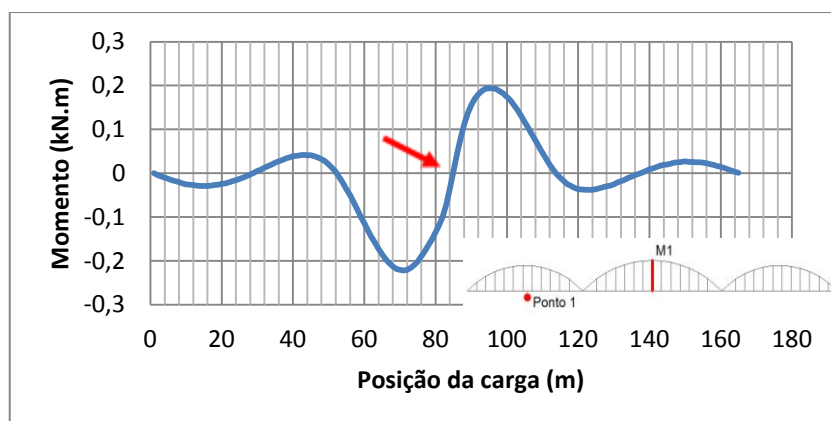


Figura 5.38 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, M1, ponto de medição 1.

O método das linhas de influência tem como característica principal a identificação de danos através da visualização gráfica de um pico significativo no local do mesmo. Na Figura 5.38 isso não é visível, no entanto, uma situação comum nos resultados obtidos com os montantes danificados é a existência de um ponto de inflexão no local do dano.

A Figura 5.39 ilustra a diferença entre as linhas de influência dos momentos medida pelo ponto de medição 3 aquando da presença de um dano de 50% no elemento M2 e tal como na Figura 5.38, o pico máximo não corresponde ao local do dano mas nesse mesmo local existe um ponto de inflexão da linha do gráfico estando o mesmo posicionado na linha de referência. Esta situação é comum a todas combinações sendo relativas às linhas de influência dos momentos, dos deslocamentos ou das rotações bem como referentes aos três pontos de medição.

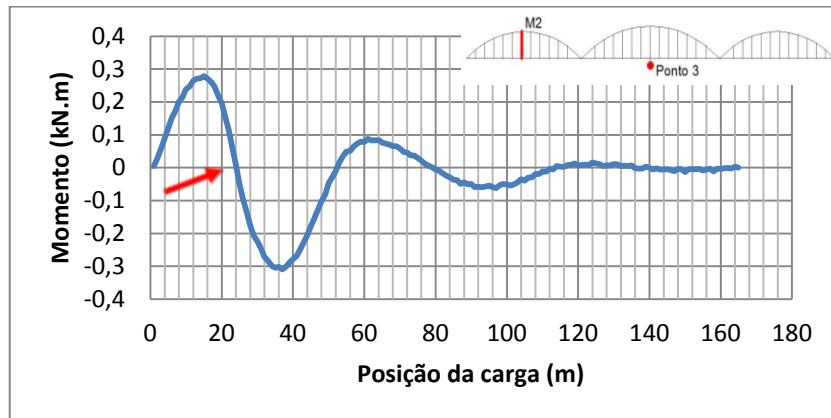


Figura 5.39 - Diferença das linhas de influência dos momentos, dano 50%, M2, ponto de medição 3.

Na Figura 5.40 é possível visualizar a diferença das linhas de influência dos deslocamentos com a introdução de um dano de 80% no elemento M1 e com a leitura do ponto de medição 1. O dano não é identificado com um pico mas apresenta no local do mesmo um ponto de inflexão na linha de referência tal como nos casos anteriores referentes aos casos onde o ponto de medição está num tramo e o montante danificado está noutra diferente.

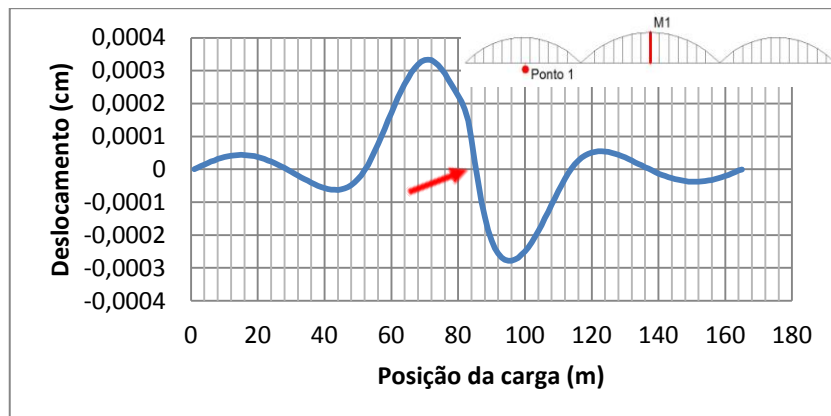


Figura 5.40 - Diferença das linhas de influência dos deslocamentos, dano 80%, M1, ponto de medição 1.

Analisando o conjunto de resultados, este método demonstrou ter boas capacidades para identificar e localizar os danos simulados. Apresenta a vantagem de necessitar apenas de um ponto de medição em cada tramo da estrutura e a desvantagem de necessitar do comportamento da estrutura intacta para usar como termo de comparação com a danificada. No ponto 5 deste trabalho estão apresentadas as principais conclusões sobre a capacidade de deteção de danos estruturais por parte dos três métodos.

### 5.4.2. Método da curvatura dos modos de vibração

A utilização do método da curvatura dos modos de vibração neste trabalho consistiu primeiramente na obtenção de sinais relativos ao deslocamento nodal dos elementos da ponte em estudo, para os três primeiros modos de vibração que se encontram ilustrados nas Figuras 5.41, 5.42 e 5.43 para a estrutura intacta.

Com estes dados, procedeu-se ao cálculo da respetiva curvatura e representou-se graficamente a diferença das curvaturas obtidas com a estrutura intacta e danificada.

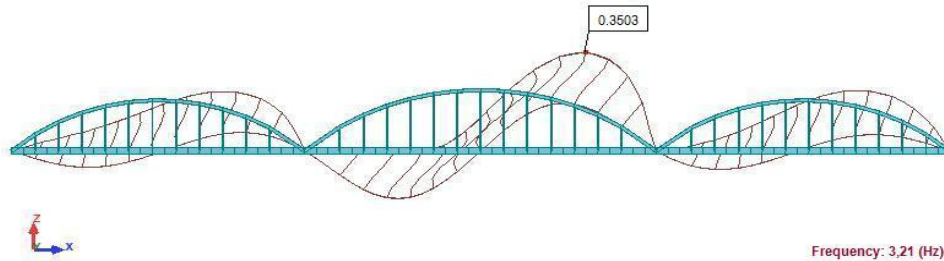


Figura 5.41 - Modo de vibração 1 sem dano.

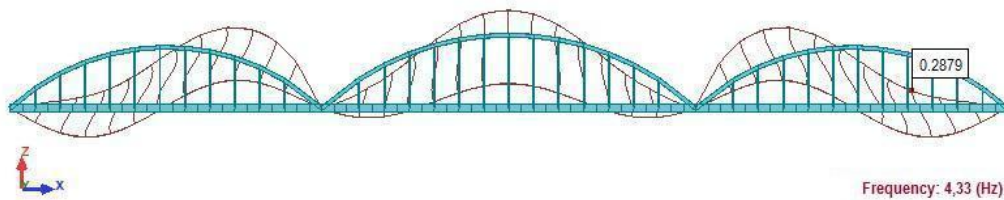


Figura 5.42 - Modo de vibração 2 sem dano.

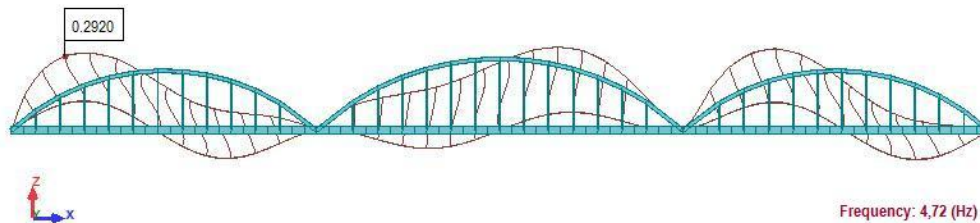


Figura 5.43 - Modo de vibração 3 sem dano.

O deslocamento dos pontos nodais do banzo inferior e do banzo superior central da ponte para os três primeiros modos de vibração serviram de base para o estudo deste método. Após se ter obtido o deslocamento dos modos de vibração para estes elementos com a estrutura intacta, foram obtidos outros deslocamentos sempre que eram introduzidos danos na estrutura.

Para todos esses deslocamentos foi calculada a curvatura através da Equação 5.1.

$$v'' = \frac{(u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}))}{h^2} \quad (5.1)$$

O parâmetro  $u_i$  corresponde a cada deslocamento modal dos vários nós constituintes do elemento finito e  $h$  indica a altura desse mesmo elemento que para o banzo inferior é 1,28m e para o banzo superior é 0,65m. Esta formulação segue os pressupostos expostos no capítulo 3.

Para comparação, admitiram-se os mesmos cenários de dano do ponto anterior, novamente simulados impondo uma redução do módulo de elasticidade do elemento em 50%, 80% ou 100%. Os casos aqui analisados, cujos elementos tiveram uma redução do módulo de elasticidade, estão ilustrados na Figura 5.44.

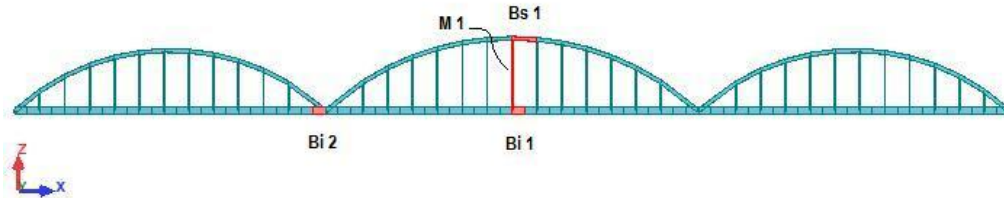


Figura 5.44 - Elementos em que foram introduzidos danos analisados pelo método da curvatura.

Existe uma característica importante que pode influenciar a escolha de um método de deteção de dano que é o facto de o mesmo necessitar de conhecer o estado da estrutura sem dano. No primeiro estudo em que foi aplicado este método, foi necessário o conhecimento do comportamento da estrutura intacta para usar como termo de comparação, no entanto, em alguns estudos subsequentes foram obtidos bons resultados apenas com os dados da estrutura danificada.

Na Figura 5.45 pode ser observada a curvatura do primeiro modo de vibração do banzo inferior, correspondente a um cenário de dano de 50% no elemento Bi2. Calculou-se esta curvatura a partir dos deslocamentos modais dos nós, recorrendo à Equação 5.1.

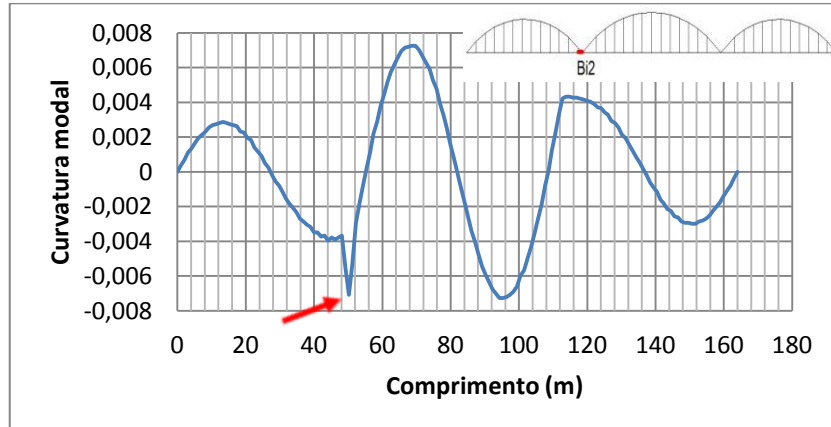


Figura 5.45 – Curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bi2.

Como é possível observar, no local do dano a 50,225m, existe uma quebra na forma apresentada pela curvatura ao longo da ponte. Verifica-se que o ponto de quebra corresponde à posição do dano simulado.

A forma exposta de aplicar este método é viável, no entanto, a visualização da perturbação presente na linha da curvatura nem sempre é tão evidente como a que se encontra ilustrada na Figura 5.45.

Como exemplo da falta de consistência da aplicação deste método apenas com os resultados do comportamento da estrutura danificada, surge através da Figura 5.46 a representação gráfica da curvatura do primeiro modo de vibração mas com a introdução do dano de 50% no elemento Bi1.

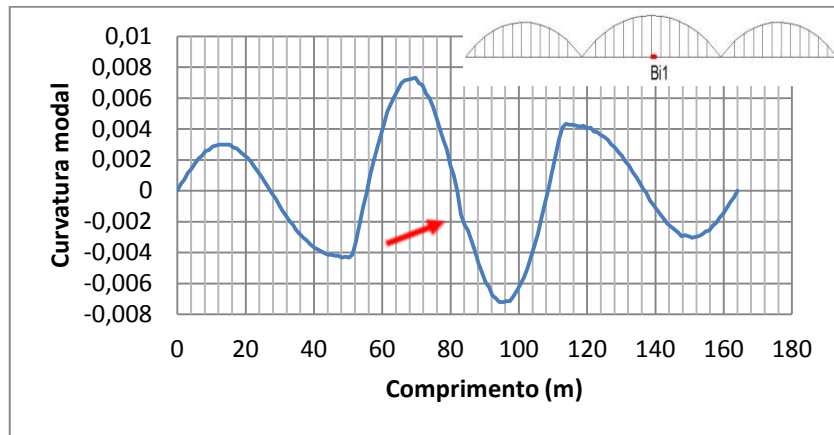


Figura 5.46 – Curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bi1.

O elemento Bi1 encontra-se a 83,025m e, tal como em outros resultados obtidos com a introdução de um dano de 50%, sempre que a posição do dano coincide com uma zona de inflexão da linha de curvatura, a quebra é insignificante ou mesmo inexistente como ilustrado na figura anterior.

Na Figura 5.47 é possível visualizar a representação gráfica da mesma situação anteriormente referida à exceção da severidade do dano que corresponde a uma redução do módulo de elasticidade do elemento Bi1 de 80%.

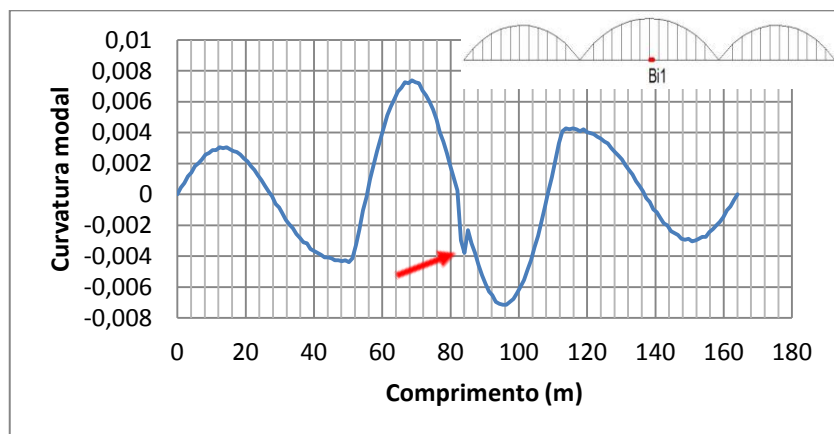


Figura 5.47 - Curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 80% no elemento Bi1.

Ao aumentar o grau de severidade do dano no elemento Bi1 de 50% para 80% e na presença da curvatura do primeiro modo de vibração, é agora possível observar que, mesmo estando o dano numa zona de inflexão da linha de curvatura, este é identificado com uma quebra, ainda que ligeira para a gravidade do dano que foi introduzido.

Esta aplicação mostra-se então limitada tendo em conta que também não identificou com sucesso a presença dos danos introduzidos nos elementos M1 e Bs1.

Calculando agora a diferença entre as curvaturas com dano e sem dano os resultados já são mais promissores sendo mais evidente a presença de um determinado dano. Como exemplo, surgem as Figuras 5.48 e 5.49 que apresentam a diferença de curvaturas para os cenários de dano anteriores, ou seja, para um dano de 50% no elemento Bi1 e para um dano de 50% no elemento Bi2, respetivamente.

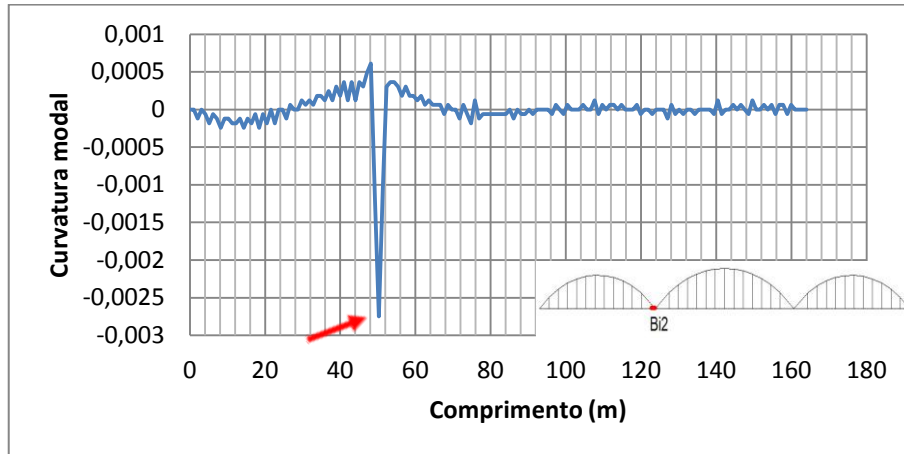


Figura 5.48 – Diferença da curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bi2.

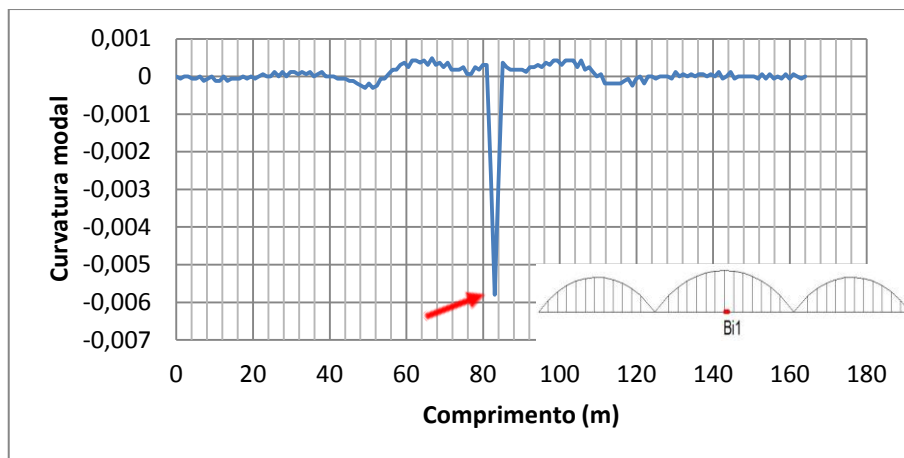


Figura 5.49 - Diferença da curvatura do modo de vibração 2 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bi1.

Como é possível observar, tanto o dano no elemento Bi2 a 50,225m como o dano no elemento Bi1 a 83,025m foram identificados e localizados com sucesso nas Figuras 5.48 e 5.49, respetivamente. O pico fino e comprido que é característico deste método aparece nos locais onde foram introduzidos os danos não deixando dúvidas que é ali que se encontra o máximo afastamento da linha do gráfico.

Até ao momento, têm sido analisados os deslocamentos dos modos de vibração do banzo inferior e tem-se comprovado o sucesso na deteção dos danos presentes nesse mesmo banzo.

Contudo, a identificação de danos presentes noutros elementos que não no banzo inferior não é tão evidente como os danos presentes no mesmo. A Figura 5.50 ilustra a diferença da curvatura do segundo modo de vibração com a presença do dano de 50% no elemento Bs1.

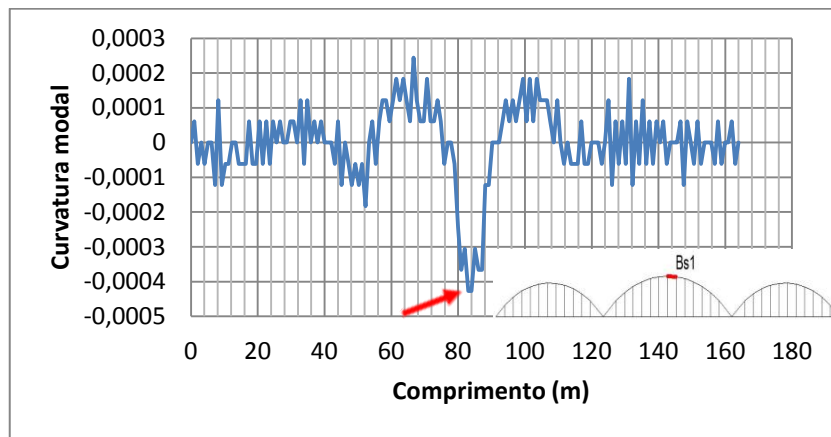


Figura 5.50 - Diferença da curvatura do modo de vibração 2 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento Bs1.

O pico ilustrado na Figura 5.50 não apresenta uma representatividade tão grande como a que foi observada com a presença de danos no banzo inferior, no entanto, apesar de existirem desvios constantes ao longo da linha de curvatura, é no local do dano a 84,05m, que surge o desvio máximo da linha identificando e localizando com sucesso o dano introduzido.

Procurando avaliar o efeito dos montantes, a Figura 5.51 apresenta os dados da diferença entre as curvaturas para o modo de vibração 3 sendo introduzido no elemento M1 um dano de 50%.

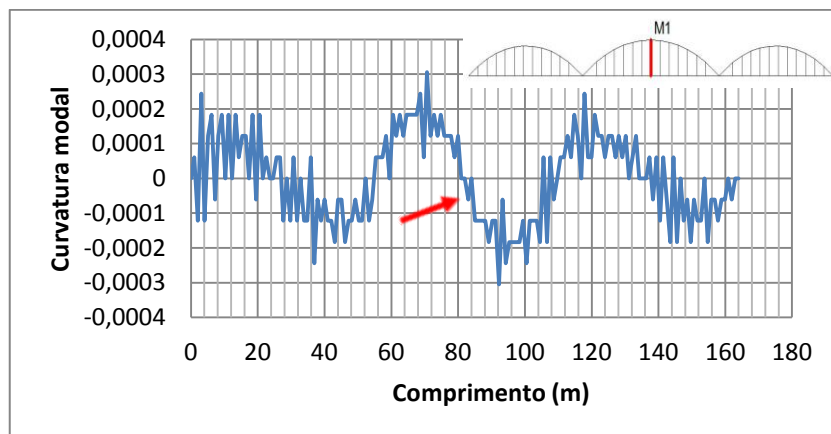


Figura 5.51 - Diferença da curvatura do modo de vibração 3 no banzo inferior com um dano de 50% no elemento M1.

O elemento M1 encontra-se aos 82m do comprimento da ponte e como é possível ver na Figura 5.51, o dano de 50% não foi identificado nem localizado com sucesso. No entanto, tal como no método das linhas de influência, na presença de um dano nos montantes, a localização desse dano coincide não com um pico mas sim com uma zona de inflexão da linha de curvatura.

De modo a testar este método na sua capacidade de detetar dois danos em simultâneo, foram introduzidos danos de 50% nos elementos Bi1 e Bi2 e calculadas as curvaturas para o primeiro modo de vibração do banzo inferior. A Figura 5.52 ilustra os resultados obtidos. Pode-se comprovar que os dois danos foram detetados com sucesso sendo que o dano introduzido no elemento Bi1 não provocou uma diferença tão significativa na curvatura modal.

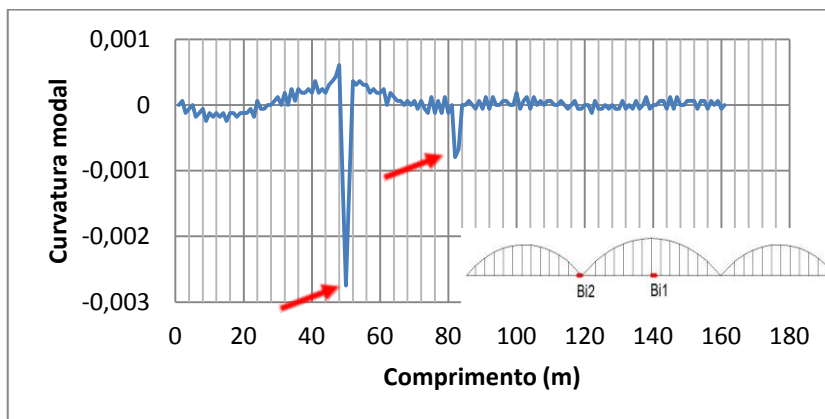


Figura 5.52 - Diferença da curvatura do modo de vibração 1 no banzo inferior com um dano de 50% nos elementos Bi1 e Bi2.

Como exemplo da utilização dos deslocamentos modais do banzo superior central, foi calculada a diferença entre a curvatura dos mesmos com a estrutura intacta e com um dano de 50% no elemento Bs1 que se encontra representada na Figura 5.53.

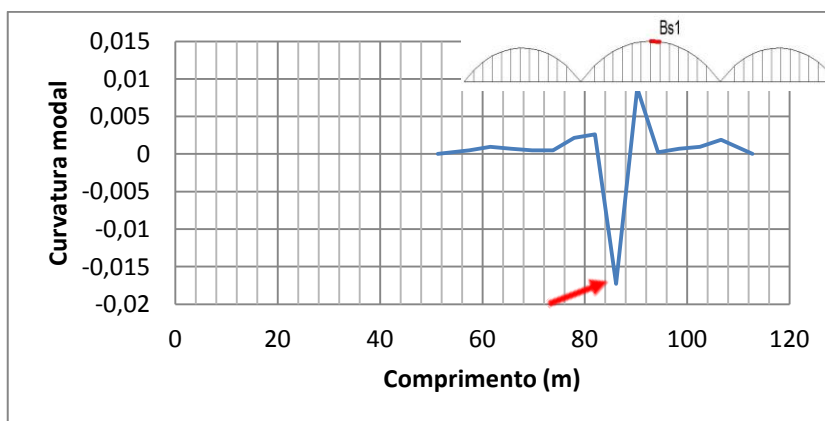


Figura 5.53 - Diferença da curvatura do modo de vibração 1 no banzo superior central com um dano de 50% no elemento Bs1.

O banzo superior central começa aos 51,25m e termina aos 112,75m. O elemento Bs1 onde foi introduzido o dano, encontra-se aos 84,05m. Como é possível visualizar pela Figura 5.53, o dano foi também identificado e localizado na perfeição correspondendo o desvio máximo ao local do dano. Desta forma, esta aplicação pode também ser uma alternativa às aplicações apresentadas anteriormente.

O método da curvatura apresentou bons indicadores na deteção de danos estruturais sendo que no ponto 5 deste Capítulo se vai proceder a uma análise mais detalhada dos resultados obtidos.

### 5.4.3. Método da transformada de wavelet

Neste método tal como no método da curvatura dos modos de vibração, é feita uma análise dos modos de vibração não com o cálculo da curvatura dos mesmos mas calculando sim os coeficientes de wavelet. Uma das principais vantagens deste método é o facto do mesmo só necessitar dos dados da estrutura danificada. Assim, depois da introdução de danos na estrutura, foram obtidos os deslocamentos dos três primeiros modos de vibração do banzo inferior e do banzo superior central e após a escolha de uma wavelet mãe procedeu-se ao cálculo dos coeficientes de wavelet para que a representação gráfica dos mesmos detete os danos introduzidos. A obtenção destes coeficientes através da transformada discreta de wavelet está descrita no ponto 3 deste capítulo.

Os elementos em que foram introduzidos danos correspondentes a uma redução do módulo de elasticidade de 50%, 80% ou 100% estão ilustrados na Figura 5.54, assumindo posições análogas às analisadas com os métodos anteriores.

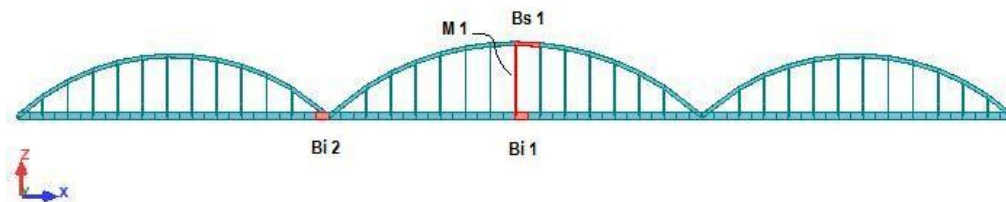


Figura 5.54 - Elementos em que foram introduzidos danos com o método da transformada de wavelet.

Com recurso ao programa interativo desenvolvido, pode-se verificar que as wavelets mãe e respetivas ordens que apresentaram melhores resultados na identificação de danos foram a Db6, a Sym6, a Coif3 e a Bior6.8 comprovando que as características que elas possuem apresentam realmente vantagens na deteção de danos. No entanto, apenas se vão apresentar os resultados relativos à wavelet Db6 devido ao facto de todas apresentarem coeficientes de wavelet e respetivas representações gráficas muito idênticas.

Na Figura 5.55 é possível observar os coeficientes de wavelet obtidos para o primeiro modo de vibração do banzo inferior sendo que estava presente no elemento Bi2 a 50,225m, um dano de 50%. Uma situação comumente observada nestes resultados é a presença de perturbações nas extremidades da ponte devido às discontinuidades geométricas aí presentes.

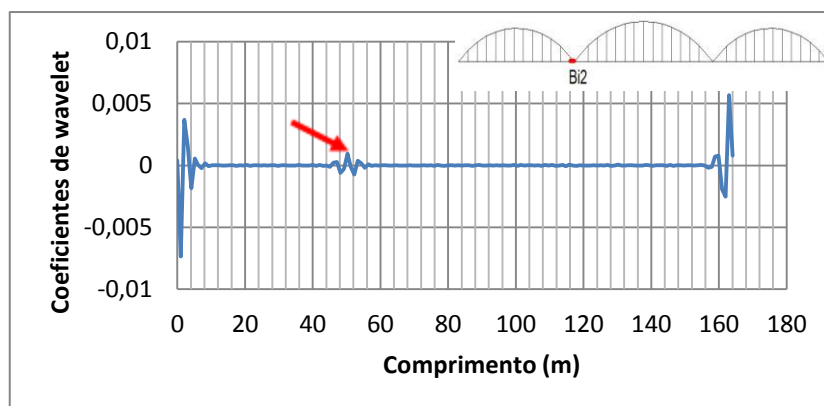


Figura 5.55 – Coeficientes wavelet com perturbações nas extremidades.

Como é possível visualizar na Figura 5.55, a representatividade dos desvios presentes nas extremidades da ponte é maior que dos desvios devido à presença do dano o que dificulta a correta avaliação da integridade estrutural. Nestas situações pode-se optar por alterar a escala das ordenadas para os limites dos desvios do dano ou, tal como será utilizado neste trabalho, eliminar o conjunto de valores das extremidades que apresentam maiores desvios. Sendo assim, a Figura 5.56 apresenta a mesma situação verificada na Figura 5.55 mas sem a presença dos valores dos coeficientes mais elevados que se encontram nas extremidades.

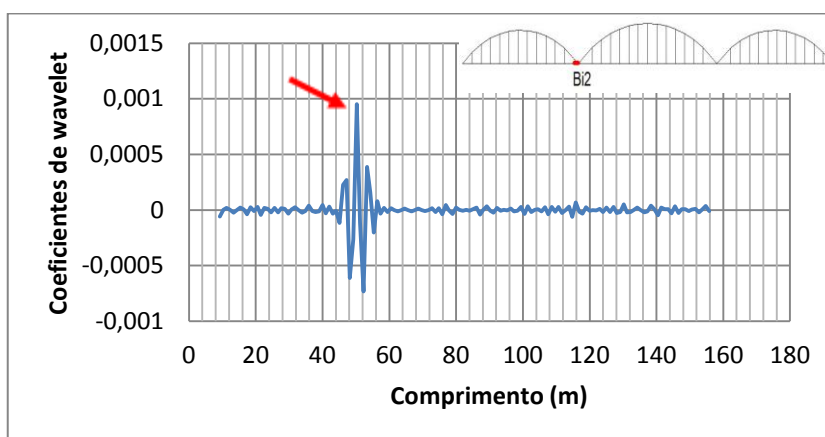


Figura 5.56 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento Bi2.

Refira-se que esta transformada discreta de wavelet foi aplicada sobre os deslocamentos do primeiro modo de vibração do banzo inferior, estando representados os coeficientes de detalhe do primeiro nível. Pode-se concluir que o dano no elemento Bi2 foi identificado e localizado com sucesso pela wavelet Db6. Na zona onde se encontra o dano, estão presentes picos elevados estando o pico superior posicionado no local do dano a 50,225m.

A aplicação da transformada discreta de wavelet sobre o segundo e terceiro modos de vibração do banzo inferior, também apresentaram bons resultados na deteção de dano. Como exemplo, estão representados na Figura 5.57 os coeficientes de wavelet obtidos através do segundo modo de vibração, tendo sido introduzido um dano de 50% no elemento Bi1.

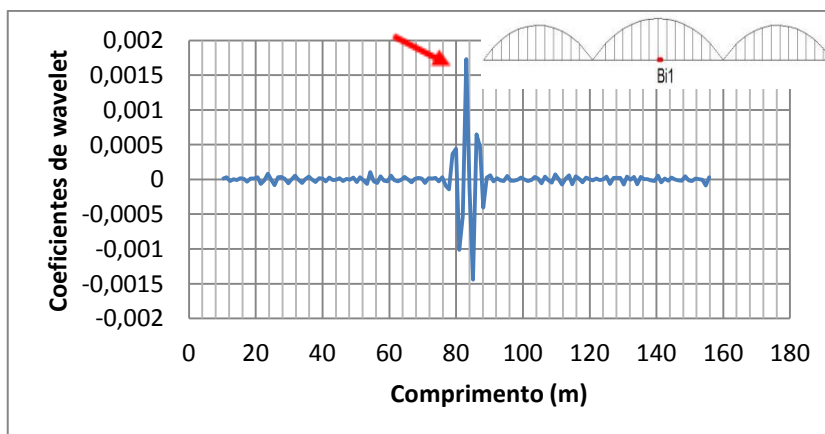


Figura 5.57 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 2 e com dano de 50% no elemento Bi1.

Como é possível observar através da Figura 5.57, o dano no elemento Bi1 situado a 83,025m foi identificado e localizado na perfeição depois de terem sido obtidos os coeficientes de wavelet para o segundo modo de vibração do banzo inferior. Uma vez mais, o pico superior mais elevado corresponde exatamente ao local do dano.

Os resultados até agora apresentados correspondem aos valores dos coeficientes de wavelet para os modos de vibração do banzo inferior quando neste mesmo banzo eram introduzidos danos. No entanto, com a introdução de danos nos elementos Bs1 e M1, os modos de vibração do banzo inferior não apresentam resultados tão satisfatórios na deteção de dano. Nas Figuras 5.58 e 5.59 pode ser observada a representação dos coeficientes para o primeiro modo de vibração do banzo inferior com a introdução de um dano de 50% nos elementos Bs1 e M1, respetivamente.

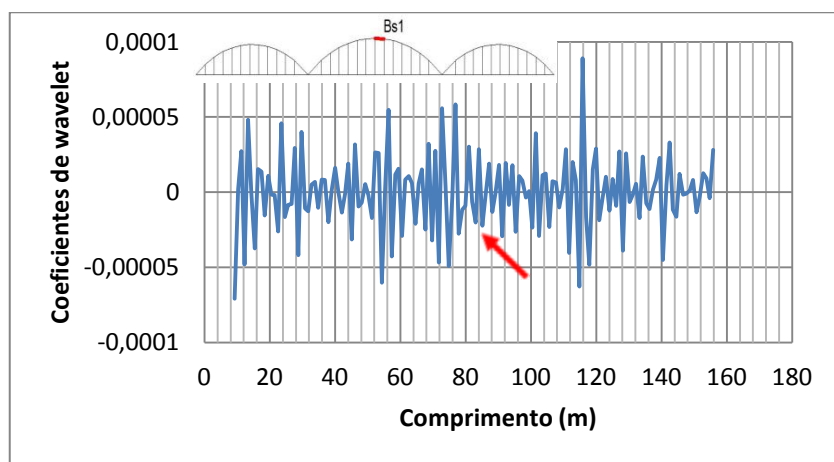


Figura 5.58 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento Bs1.

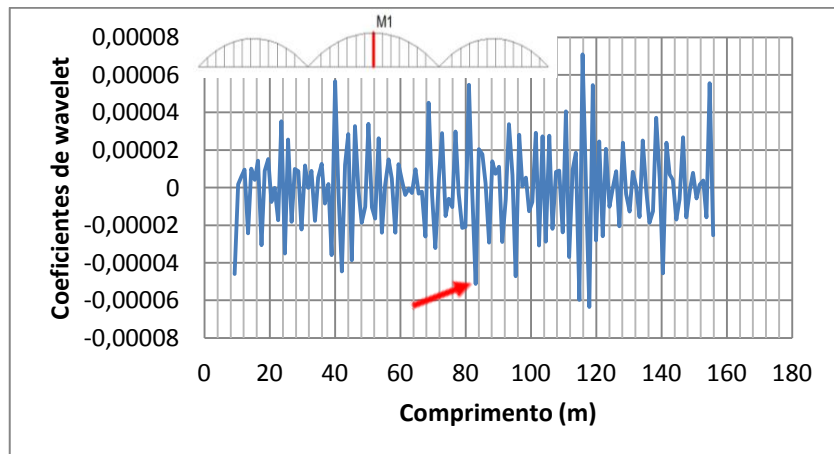


Figura 5.59 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento M1.

Na Figura 5.58 pode-se visualizar que o dano no elemento Bs1 que se encontra a 84,05m não foi detetado com sucesso por não apresentar coeficientes de grande amplitude nessa zona danificada. A Figura 5.59 apresenta os coeficientes de wavelet para o primeiro modo de vibração do banzo inferior sendo introduzido um dano de 50% no elemento M1 que se encontra a 82m. Nesse local observa-se um pico mas sem uma representatividade suficientemente elevada para que o dano seja identificado e localizado com sucesso sem conhecimento prévio da sua localização.

A Figura 5.60 ilustra os coeficientes de wavelet obtidos após ter sido introduzido no elemento Bs1 um dano mais severo de 80% para o primeiro modo de vibração do banzo inferior.

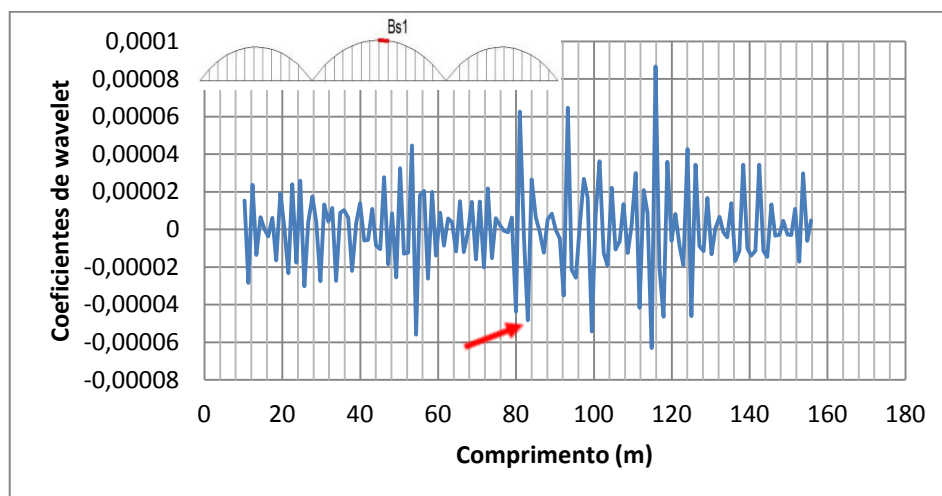


Figura 5.60 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 80% no elemento Bs1.

O aumento da severidade do dano fez com que da Figura 5.58 para a Figura 5.60 surgisse um pico no local do elemento Bs1 a 84,05m. No entanto, considera-se que a amplitude desse pico não é suficientemente elevada para que o dano seja identificado com sucesso na eventualidade de não ser conhecida previamente a localização do dano. O aumento de severidade do dano de 50% para 80% no elemento M1 em nada alterou na representação gráfica dos coeficientes de wavelet.

Recorde-se que, uma das vantagens apontada a este método é o facto de só necessitar da resposta da estrutura danificada. No entanto, se a resposta da estrutura intacta for conhecida pode-se proceder ao cálculo da diferença entre estes dois estados e tentar identificar o dano introduzido. Nas Figuras 5.61 e 5.62 está representada a diferença entre os coeficientes com dano e sem dano para as mesmas situações apresentadas nas Figuras 5.58 e 5.59, respetivamente.

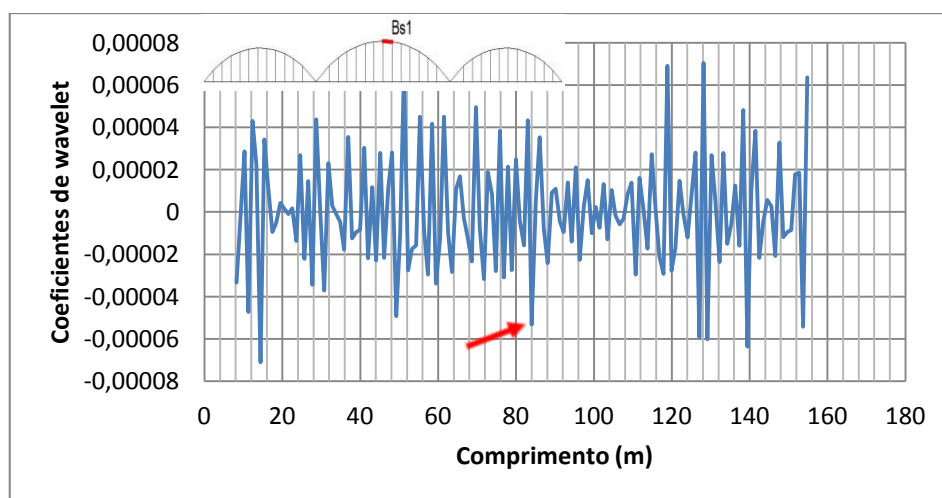


Figura 5.61 – Diferença entre coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento Bs1.

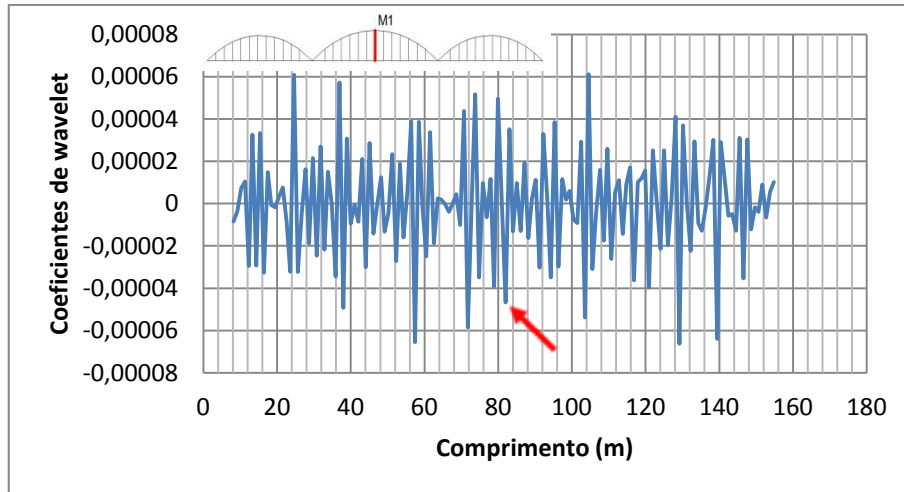


Figura 5.62 - Diferença entre coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% no elemento M1.

Através do cálculo da diferença entre os coeficientes do primeiro modo de vibração para o estado intacto e danificado, continua a não ser possível identificar e localizar os elementos Bs1 e M1 sem conhecer antecipadamente a localização dos mesmos. No entanto, sabendo previamente as localizações dos danos introduzidos, no elemento Bs1 a 84,05m e no elemento M1 a 82m, pode-se confirmar nas Figuras 5.61 e 5.62, respetivamente que existem uns picos nesses locais embora não apresentem uma amplitude suficiente que permita o seu destaque em relação aos restantes desvios presentes no sinal estudado.

Com a introdução do dano de 50% nos elementos Bi1 e Bi2 em simultâneo, verifica-se através da Figura 5.63 que para o primeiro modo de vibração do banzo inferior, estes danos são identificados e localizados com sucesso embora os coeficientes de wavelet tenham apresentado uma maior sensibilidade ao dano introduzido no elemento Bi2 do que no elemento Bi1.

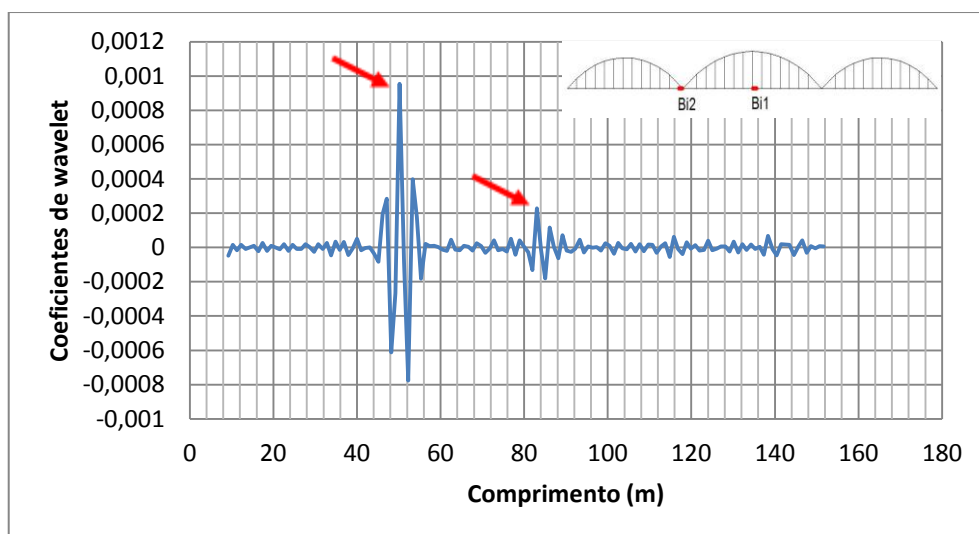


Figura 5.63 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 e com dano de 50% nos elementos Bi1 e Bi2.

Os coeficientes obtidos com a introdução de um dano de 50% no elemento Bs1 para o primeiro modo de vibração do banzo superior central estão representados na Figura 5.64. Através da visualização da figura pode-se concluir que o dano não foi detetado com sucesso.

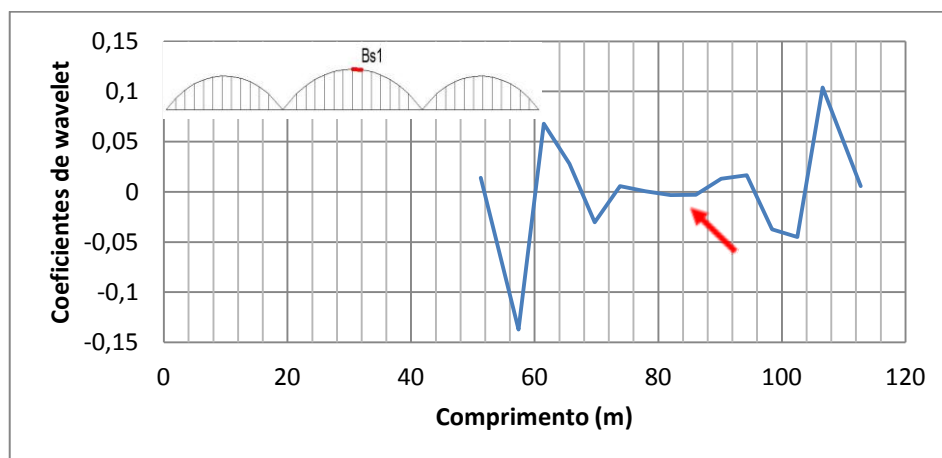


Figura 5.64 - Coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 do banzo superior central e com dano de 50% no elemento Bs1.

Analisando agora, a diferença entre os coeficientes com os dados da estrutura intacta e danificada, pode se visualizar os respetivos coeficientes na Figura 5.65. Ao contrário do caso anterior, com esta abordagem já se torna possível a deteção do dano.

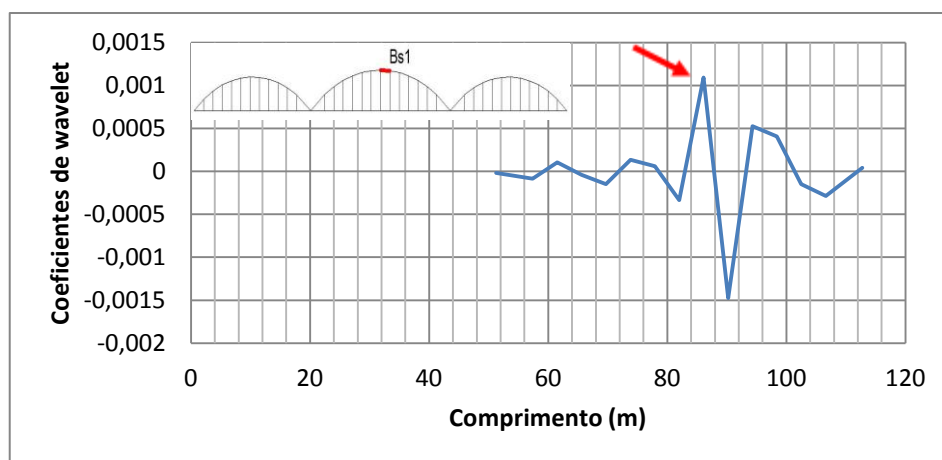


Figura 5.65 – Diferença entre os coeficientes de wavelet para modo de vibração 1 do banzo superior central e com dano de 50% no elemento Bs1.

O dano de 50% introduzido no elemento Bs1 é então identificado e localizado com sucesso sendo esta aplicação uma alternativa viável para a deteção de danos estruturais na ponte em estudo.

Como conclusão, importa referir que o método da transformada de wavelet apresenta como principal vantagem a capacidade de identificar e localizar danos apenas com a resposta danificada da estrutura. No entanto, verifica-se que com a comparação entre a resposta intacta e danificada se pode alcançar uma deteção mais eficiente dos danos. No ponto 5 deste capítulo serão discutidos e comparados os resultados obtidos pelos três métodos de deteção.

### **5.5. Análise dos resultados**

Os danos simulados neste estudo foram introduzidos no banzo inferior, nos montantes e no banzo superior. Analisaram-se esses mesmos danos pelos três métodos em estudo.

Os danos introduzidos no banzo inferior (50%) foram todos identificados e localizados com sucesso. Faz-se notar que o método das linhas de influência apenas não apresentou um pico de amplitude elevada na deteção de um dano junto ao apoio mas foi evidente a presença do mesmo identificando e localizando o dano. No método da curvatura dos modos de vibração foi possível detetar apenas um dos dois danos introduzidos no banzo inferior apenas com os dados da estrutura danificada. Porém, introduzindo o cálculo da diferença entre o estado intacto e danificado foi possível identificar e localizar na perfeição os dois danos simulados. Por último, o método da transformada de wavelet identificou e localizou com sucesso os danos de 50% introduzidos no banzo inferior utilizando apenas os dados relativos à resposta danificada da estrutura. De referir que no primeiro método os pontos de medição foram introduzidos no banzo inferior e nos dois últimos métodos os deslocamentos dos modos de vibração utilizados eram referentes ao banzo inferior.

Relativamente à introdução de um dano de 50% no banzo superior, com a aplicação do método das linhas de influência foi possível verificar a existência de um pico de amplitude não muito elevada nas situações em que o ponto de medição se encontrava num tramo e o dano noutra, no entanto, na presença do ponto de medição e do dano no mesmo tramo, o dano é identificado e localizado com um pico máximo no local do dano. O método da curvatura apresenta, para este caso, um desvio máximo no local do dano tanto com a utilização dos modos de vibração do banzo inferior como do banzo superior central detetando assim o dano com sucesso. Com o método da transformada de wavelet, só com os dados da estrutura danificada e com o um dano de 50%, não foi possível visualizar nenhum pico com amplitude suficiente que indique a presença do dano. Com um aumento da severidade do dano de 50% para 80% constatou-se a presença de um pico de amplitude idêntica aos restantes picos presentes. O mesmo se verificou com a representação gráfica da diferença entre o estado intacto e danificado e com a presença de um dano de 50%. Com a utilização dos modos do banzo superior central foi possível detetar com sucesso o dano introduzido apenas com a diferença entre a resposta intacta e danificada.

A introdução de um dano de 50% no montante foi detetado com sucesso pelo método das linhas de influência quando o ponto de medição e o dano se encontravam no mesmo tramo. Nas restantes situações e tal como pelo método da curvatura, constatou-se que o local do dano coincidia comumente com um ponto de inflexão presente na linha de referência do gráfico. O método da transformada de wavelet apresentou um pico no local do dano mas que não apresenta amplitude suficiente para identificar o dano sem conhecer antecipadamente a sua localização.

De um modo geral, pode-se concluir que o método que apresentou melhores resultados foi o método das linhas de influência sendo necessária apenas uma boa localização do ponto de medição para obter bons resultados. Os métodos analisados permitiram detetar com sucesso cenários não só com um dano localizado, mas também com dois danos introduzidos em simultâneo no banzo inferior.

## **6. Considerações finais**

Neste capítulo, pretende-se expor as principais conclusões obtidas neste trabalho, referir os objetivos que foram alcançados com a execução do mesmo, especificar os principais contributos e sugerir alguns tópicos a ser explorados no desenvolvimento de trabalhos futuros.

### **6.1. Conclusões**

A estrutura desta dissertação permite a divisão da mesma em duas grandes partes. Na primeira parte introduziram-se dois importantes temas no que diz respeito à monitorização da integridade estrutural sendo eles a monitorização estrutural e a detecção de dano estrutural. Com a segunda parte pretendeu-se essencialmente, apresentar casos de estudo numéricos e experimentais onde foram testados métodos de detecção de dano estrutural na sua capacidade de identificar, localizar e quantificar as anomalias simuladas.

Fazendo um enquadramento com os objetivos estabelecidos no capítulo 1, considera-se que todos os objetivos inicialmente propostos foram claramente atingidos, nomeadamente:

1. A revisão bibliográfica dos conceitos mais importantes associados à monitorização estrutural em especial, os sistemas de monitorização estrutural e todos os seus componentes, elaborando uma descrição e ilustração detalhada dos mesmos (Capítulo 2);
2. Levantamento das principais técnicas de detecção de dano estrutural, identificação das técnicas com melhores resultados, de simples e de mais abrangente aplicação e avaliação da metodologia, da eficiência e da fiabilidade das mesmas de forma detalhada (Capítulo 3);
3. Execução de um trabalho experimental onde foi aplicado o método das linhas de influência, foram simuladas várias situações de dano em diferentes cenários avaliando o método quanto às suas vantagens e desvantagens (Capítulo 4);
4. Apresentação de caso de estudo onde foi modelada numericamente uma ponte real e onde foram introduzidos danos combinando diversas situações. Aplicou-se o método das linhas de influência, o método da curvatura dos modos de vibração e o método da transformada de wavelet avaliando a sua capacidade de detecção de dano (Capítulo 5).

São várias as conclusões a retirar deste trabalho no entanto, procede-se de seguida à apresentação das conclusões mais importantes de forma resumida.

No Capítulo 1, contextualizou-se os temas centrais desta dissertação sendo eles a monitorização estrutural e a detecção de dano estrutural. Foram expostos os objetivos que se pretenderam atingir com a elaboração da mesma e descreveu-se a forma como este trabalho se encontra estruturado.

O Capítulo 2 apresenta de forma sucinta o estado da arte da monitorização estrutural. São apresentados os principais objetivos a alcançar com a implementação da mesma. Descreve-se a constituição de um sistema de monitorização estrutural e realça-se a sua finalidade. Faz-se o levantamento dos principais sensores utilizados na monitorização e procede-se à sua descrição detalhada bem como a ilustração destes quando aplicados em obra. Os sensores utilizados na monitorização procedem maioritariamente, à medição estática da estrutura sendo os sensores elétricos comumente empregados. Por fim, apresenta-se os sistemas de aquisição de dados, as suas funcionalidades e o que se pretende com a sua utilização.

No Capítulo 3 abordou-se o tema da detecção de dano estrutural. Descreveu-se o procedimento de avaliação de danos, apresentaram-se os métodos de detecção de dano estrutural mais comuns e como estes podem ser classificados. Os métodos classificados como nível II, onde um dano é detetado e localizado, são os mais comuns. Por fim, procedeu-se à descrição e ilustração dos métodos das linhas de influência, da curvatura dos modos de vibração e da transformada de wavelet. Estes dois últimos métodos baseiam-se na resposta dinâmica da estrutura tal como a maioria dos métodos de detecção de dano existentes. Os dois primeiros necessitam de um estado de referência, ou seja, do estado íntacto da estrutura para detetar os danos.

O Capítulo 4 consistiu no estudo de uma viga onde se procedeu à aplicação do método das linhas de influência visando a detecção dos danos introduzidos na mesma. A viga tratava-se de um perfil ómega com 1,8m de comprimento. Foram apresentados os casos de estudo, ou seja, as situações onde foram introduzidos danos no perfil e elaboraram-se dois estudos, um numérico e um experimental sendo aplicados em ambos, os danos referidos anteriormente.

No estudo numérico foram apresentados os cenários de viga simplesmente apoiada e de viga contínua. No primeiro cenário foram abordados os casos de dano único e de dano múltiplo sendo que, em ambas as situações, os danos foram identificados e localizados com sucesso. No segundo cenário, realça-se a possibilidade de medir extensões por se tratar de uma viga hiperestática, apresentando este método tanto com medições de extensões como de deslocamentos ou de rotações, boa capacidade na identificação e localização de danos simples ou múltiplos.

No estudo experimental, a viga encontrava-se simplesmente apoiada. Tal como no estudo numérico foram abordados os casos de dano único e de dano múltiplo. Na situação de dano único, a severidade do dano não foi suficiente para que o método detetasse o mesmo. Com a presença de dois danos, o segundo dano também apresentou uma severidade insuficiente para ser detetado embora o primeiro dano, onde se reduziu a rigidez do perfil em 42% e 63%, tenha sido identificado e localizado na perfeição.

O Capítulo 5 apresenta um caso de estudo de uma ponte onde foram aplicados o método das linhas de influência, o método da curvatura dos modos de vibração e o método da transformada de wavelet.

Procedeu-se à descrição da ponte sobre o rio Coura que foi alvo de estudo neste trabalho. Apresentou-se uma interface gráfica elaborada pelo autor em Matlab que contribuiu para uma análise mais eficaz dos resultados obtidos bem como para o cálculo dos coeficientes de wavelet. A ponte foi modelada numericamente no programa de cálculo Robot Structural Analysis e aplicaram-se os métodos acima mencionados na tentativa de detetar os danos simulados. Os danos introduzidos correspondem a uma redução do módulo de elasticidade de 50%, 80% ou 100% e foram inseridos no banzo inferior, nos montantes e no banzo superior.

Os danos de 50% introduzidos no banzo inferior foram todos identificados e localizados com sucesso. Relativamente aos que foram avaliados pelo método das linhas de influência, apenas o dano que se encontrava junto ao apoio apresentou um pico de magnitude média ainda que localizável. Pelo método da curvatura foi possível detetar e localizar com sucesso apenas com a diferença entre o estado intacto e danificado da estrutura enquanto o método da transformada de wavelet não necessitou de um estado de referência.

Relativamente à introdução de um dano de 50% no banzo superior, com a aplicação do método das linhas de influência foi possível identificar e localizar o dano com sucesso, estando o ponto de medição e o dano no mesmo tramo. O mesmo resultado foi obtido com a aplicação do método da curvatura, utilizando os modos de vibração do banzo inferior ou do banzo superior central. Com o método da transformada de wavelet, o dano apenas foi detetado e localizado na perfeição com a utilização dos modos de vibração do banzo superior central e utilizando a diferença entre o estado intacto e danificado da estrutura.

A introdução de um dano de 50% no montante não foi detetada com sucesso pelo método das linhas de influência nem pelo método da curvatura. No entanto constatou-se que o local do dano coincidia comumente com um ponto de inflexão presente na linha de referência do gráfico. O método da transformada de wavelet apresentou um pico no local do dano mas que não apresenta amplitude suficiente para identificar o dano sem conhecer antecipadamente a sua localização.

Os métodos analisados permitiram detetar com sucesso cenários não só com um dano localizado, mas também com dois danos introduzidos em simultâneo no banzo inferior.

De um modo geral, pode-se concluir que o método que apresentou melhores resultados foi o método das linhas de influência sendo necessária apenas uma boa localização do ponto de medição para obter bons resultados. Este método necessita de um estado de referência para proceder à deteção de danos. Aquando da execução de um ensaio de carga numa determinada ponte, é possível, posteriormente, utilizar os dados obtidos como dados de referência. Numa situação real, a simples passagem de um comboio numa ponte ferroviária, permite a obtenção de linhas de influência. Uma das principais vantagens associada a este método, é o facto de este necessitar de poucos sensores para monitorizar a estrutura sendo necessário apenas um ponto de medição em cada tramo da mesma.

O método da curvatura dos modos de vibração também apresentou bons resultados na deteção dos danos simulados. Apresenta a possibilidade de detetar danos apenas com o estado danificado da estrutura, no entanto, é com a diferença entre o estado intacto e danificado que apresenta melhores resultados. Necessita de um processo de monitorização que conduza à obtenção dos modos de vibração da estrutura. O método da diferença central é o método frequentemente utilizado no cálculo da curvatura, no entanto, apresenta alguns desvios em zonas intactas o que diminui a sua fiabilidade.

De entre os três métodos de deteção de dano utilizados neste trabalho, o método da transformada de wavelet foi o que apresentou resultados menos esclarecedores. Apresenta a possibilidade de estudar apenas as wavelets mãe com melhores propriedades no processo de deteção de dano. Necessita de um procedimento analítico ou de uma ferramenta que calcule os coeficientes de wavelet a partir dos modos de vibração. Estes coeficientes apresentam grande sensibilidade às descontinuidades geométricas verificadas nas extremidades de um elemento ou na ligação entre vários elementos, dificultando a identificação dos danos.

No término desta dissertação, fazendo uma análise geral da mesma, pode-se concluir que se contribuiu de forma importante para a Monitorização da Integridade Estrutural. Foram testados e explorados métodos de deteção de dano em situações experimentais e numéricas contribuindo para o desenvolvimento de estratégias de identificação de danos estruturais.

## **6.2. Sugestões para desenvolvimentos futuros**

Com vista a contribuir para a procura de soluções no desenvolvimento de pesquisas na área da Monitorização da Integridade Estrutural, estão expostas de seguida algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Aplicação dos métodos de deteção de dano estrutural abordados neste trabalho, num modelo reduzido de uma ponte com a simulação de várias situações de dano.
- Modelação numérica de pontes com configurações diferentes daquela que foi utilizada neste trabalho e aplicação dos métodos de deteção de dano simulando vários danos.
- Aplicação do método da curvatura dos modos de vibração com a utilização de métodos mais fiáveis no cálculo da curvatura.
- Exploração de outros procedimentos para o cálculo dos coeficientes de wavelet.
- Análise dos modos de vibração dos elementos constituintes de uma estrutura, em simultâneo, sem que as ligações entre os elementos prejudiquem a deteção dos danos.
- Exploração de métodos que considerem o regime não-linear da estrutura.
- Deteção de danos numa ponte real, monitorizando e avaliando os dados com os métodos abordados nesta dissertação.

## **Bibliografia**

- Aktan A. E., Catba F. N., Grimmelman K. A., Pervizpour M., 2002. Development of a model health monitoring guide for major bridges. Drexel Intelligent Infrastructure and Transportation Safety Institute.
- Allemang R.J., Brown D.L., 1982. A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis. Proceedings, International Modal Analysis Conference, pp. 110-116.
- Alves V.N., 2012. Estudo de Novas Estratégias para Identificação de Danos Estruturais a partir de Dados Vibracionais. Universidade Federal de Ouro Preto. 188pp. (Dissertação de Mestrado).
- Araújo G.J.M., 2009. Transformada Wavelet aplicada à detecção de vazamentos em oleodutos. Universidade Federal do Rio Grande. 32pp.
- Bergmeister K., 2002. Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures. FIB. 297pp.
- Burgos R.B., 2009. Análise de Estruturas Utilizando Wavelets de Daubechies e Interpolets de Deslauriers-Dubuc. PUC-Rio. 182pp. (Dissertação de Doutorado).
- Cavadas F.J.M.G.S., 2008. Monitorização e Análise do Comportamento de Pontes Metálicas Antigas – A Ponte Eiffel. FEUP. 213pp. (Dissertação de Mestrado).
- Cunha C.M.L.V., 2010. Sistemas de Monitorização de Deslocamentos em Obras de Arte. FEUP. 166pp. (Dissertação de Mestrado).
- Dally J.W. Riley, William F., McConnell, Kenneth G., 1984. Instrumentation for Engineering Measurements. John Wiley & Sons, Inc.
- Daubechies I., 1988. Orthonormal basis of compactly supported wavelets. Comm. Pure Appl. Math., vol. XLI, pp. 909-996.
- Doebling S.W., Farrar C.R., Prime M.B., 1998. A Summary review of vibration based damage identification methods, The Shock and Vibration Digest, no. 30(2), pp. 91-105.
- Doebling S.W., Farrar C.R., Prime M.B., Shevitz D.W., 1996. Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review, Los Alamos National Laboratory report no. LA-13070-MS
- Estrada R.S., 2008. Damage Detection Methods in Bridges through Vibration Monitoring: Evaluation and Application. UM. 298pp. (Dissertação de Doutorado).

- Faria A.M.M.P., 2010. Avaliação do Desempenho de Sistemas de Monitorização de Estruturas. UM. 156pp. (Dissertação de Mestrado).
- Félix C.M.S., 2002. Monitorização do Comportamento de Estruturas de Betão. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Félix C.M.S., 2004. Monitorização e Análise do Comportamento de Obras de Arte. FEUP. 339pp. (Dissertação de Doutoramento).
- Ferreira J.C., 2009. Utilização da Transformada de Wavelet para Detectar Variações Anormais de Frequência em Sistemas de Geração Distribuída. UFU. 191pp. (Dissertação de Mestrado).
- Figueiredo E.J.F., 2006. Monitorização e Avaliação do Comportamento de Obras de Arte. FEUP. 191pp. (Dissertação de Mestrado).
- Grandic S.I., Grandic D., Bjelanovic A., 2011. Comparison of Techniques for Damage Identification Based on Influence Line Approach. Scientific Proceedings of the Scientific-Technical Union of Mechanical Engineering Varna, Scientific-Technical Union of Mechanical Engineering , pp. 53-57.
- Kirmser P.G., 1944. The effect of discontinuities of the natural frequency of beams, In Proc. American Society for Testing Materials, Philadelphia, PA.
- Lieven N.A.J., Ewins D.J., 1988. Spatial Correlation of Mode Shapes, the Coordinate Modal Assurance Criterion, Proc. Of 6<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference, pp. 690-695.
- Lopez L.A.N.M., 2002. Transformadas de Wavelets e Lógica Fuzzy na Inspeção por Eddy-Current em Tubos de Geradores de Vapor de Centrais Nucleares. Universidade de São Paulo. 195pp. (Dissertação de Doutoramento).
- Loureiro F.P., 2004. Modelagem Acústica no Domínio da Transformada Wavelet. PUC-Rio. 74pp. (Dissertação de Mestrado).
- Mallat S., 1989. A Theory for multiresolution signal decomposition: the wavelet representation. IEEE Trans. Pattern Anal and Machine Intell. 11, pp. 674-693.
- Marques L.N.M.V., 2007. Monitorização Estática e Dinâmica: Aplicações. UM. 173pp. (Dissertação de Mestrado).
- Melo L.R.T., 2011. Monitoração de modelos físicos reduzidos para investigação do comportamento de estruturas em escala real. Universidade de São Paulo. 242pp. (Dissertação de Mestrado).
- Melo L.R.T., Silva R.S.Y.C., Bittencourt T.N., Bezerra L.M., 2012. Detecção de Danos em um Modelo Reduzido de Ponte Treliçada. 54<sup>o</sup> Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, pp. 11.

- Mendes S.C., 2008. Transformada de Wavelet aplicada a Protecções Digitais. FEUP. 90pp. (Dissertação de Mestrado).
- Merry R.J.E., 2005. Wavelet Theory and Applications – A literature study. Eindhoven University of Technology. 41pp.
- Miguel L.F.F., 2007. Identificação de Sistemas e Avaliação da Integridade de Estruturas Treliçadas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 160pp. (Dissertação de Doutorado).
- Misiti M., Misiti Y., Oppenheim G., Poggi J.M., 2009. Wavelet toolbox 4 – User’s Guide. Math Works. Inc., Natick, Massachusetts
- Ovanesova A.V., Suárez, L.E., 2004. Applications of wavelet transforms to damage detection in frame structures, *Journal Engineering Structures*, 26, pp. 39-49.
- Pandey A.K., Biswas M., 1994. Damage detection in structures using changes in flexibility. *Journal of Sound and Vibration*, 169 (1), pp. 3–17.
- Pandey A.K., Biswas M., Samman M.M., 1991. Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 145 (2), pp. 321–332.
- Preseznik F.A., 2007. Identificação de Danos e Determinação da Vida Útil em Estruturas Usando Transformada Wavelet e Conceitos de Mecânica de Fratura. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. 149pp. (Dissertação de Mestrado).
- Ramos J.L.F.S., 2007. Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures. UM. 222pp. (Dissertação de Doutorado).
- Restrepo J.D.M., 2006. Avaliação Numérica da Integridade Estrutural de Vigas e Treliças Planas. Universidade de Brasília. 103pp. (Dissertação de Mestrado).
- Rocha V.B., 2008. Uma Abordagem de Wavelets Aplicada à Combinação de Previsões: Uma Análise Teórica e Experimental. Universidade Federal do Paraná. 155pp. (Dissertação de Mestrado).
- Rodrigues C.F.G., 2011. Monitorização de Estruturas de Engenharia Civil Apoiada em Soluções de Fibras Ópticas. FEUP. 335pp. (Dissertação de Doutorado).
- Rytter A., 1993. Vibration based inspection of civil engineering structures, Ph D. Department of Building Technology and Structural Engineering. Aalborg University, Denmark.
- Salawu O.S., 1997. Detection of structural damage through changes in frequency: a review, *Engineering Structures*, 19(9), pp. 718-723.
- Salgado R., Cruz P.J.S., Ramos L.F. & Lourenço P.B., 2006. Comparison between damage detection methods applied to beam structures, *In Proc., IABMAS’06* Porto, Portugal.

Silva R.S.Y.C., 2011. Determinação de patologias estruturais utilizando modelagem numérica e transformadas de wavelet. Universidade de Brasília. 117pp. (Dissertação de Mestrado).

Teixeira L.M., 2001. O Uso da Transformada Wavelet Contínua na Detecção do Complexo Ponta-e-Onda – Estudo de Desempenho. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. 154pp. (Dissertação de Mestrado).