



Bernardo José Bitoque Soares de Albergaria

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Monitorização da Integridade Estrutural de um Viaduto Ferroviário

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia
Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: João Pedro Santos, Investigador de Pós-Doutoramento,
Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Coorientador: José Nuno Varandas Ferreira, Professor Auxiliar,
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova
de Lisboa

Júri:

Presidente: Professor Doutor Carlos Chastre Rodrigues

Arguente: Professora Doutora Ildi Cismasiu

Vogal: Professor Doutor José Nuno Varandas Ferreira



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro de 2016

Monitorização da Integridade Estrutural de um Viaduto Ferroviário

Copyright © Bernardo José Bitoque Soares de Albergaria, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Ao **Engenheiro João Pedro Santos**, um sentido agradecimento pelo apoio facultado enquanto orientador. Os ensinamentos transmitidos e o seu incentivo permanente ao rigor e espírito crítico tiveram um contributo inestimável, tanto na produção desta tese, como na construção de uma consciência científica e profissional mais robusta.

Ao **Professor Doutor José Nuno Varandas**, pela *expertise* e conhecimentos científicos generosamente partilhados, que constituíram um património importante na génese da minha dissertação.

Ao **Professor Doutor Eduardo Pereira**, pela total disponibilidade e amizade com que me acompanhou desde o início da minha vida académica. A sua mestria e rigor científico constituem uma referência incontornável na nossa área e edificam um exemplo profissional a seguir.

Ao **Engenheiro Tiago Coelho**, que se mostrou constantemente solícito e disponível no esclarecimento de dúvidas.

Ao **Engenheiro João Matos Cardoso**, colega e amigo prestável em todos os momentos, ao qual deixo uma palavra especial de apreço.

À minha **família**, pelo assíduo acompanhamento da minha formação pessoal e académica. É um apoio sempre presente na minha vida.

Aos meus amigos da faculdade, em especial à **Rita, Nuno, Jorge, Joana, Francisco, João, Vasco, Rui, Pedro, André, Humberto, Isa, Alexandra, Xana, Marlene, Afonso e Rita Matos** (membro honorário da FCT) pelos laços criados e momentos enriquecedores de convívio, que tantas vezes permitiram descontraír e esquecer os dias menos bons.

À minha família do Colégio Militar, pelas constantes demonstrações de camaradagem e amizade ao longo de todos estes anos e por todos os momentos vividos tanto dentro como fora do Colégio.

À minha **mãe**, pelo seu enorme coração e dedicação incansável. Ao meu **pai**, pela sua força incomparável e exemplo de vida. À minha **irmã**, pelo companheirismo constante e estreita cumplicidade que nos une. Muito obrigada pelo apoio e amor incondicional que sempre me ofereceram, em grande parte responsáveis pela pessoa em que me tornei.

Quero ainda agradecer a todos os intervenientes que, por lapso, não tenha nomeado e que direta ou indiretamente tenham contribuído para a realização desta tese.

Resumo

A Monitorização da Integridade Estrutural (MIE) é normalmente definida como um meio de implementação de técnicas de identificação de dano em sistemas estruturais. Estas técnicas têm como finalidade a identificação de comportamentos anómalos criados por alterações estruturais ou condições estruturais novas/desconhecidas antes que estas originem dano na estrutura, o que pode provocar perdas humanas, económicas ou sociais. Deste modo, estas técnicas devem fundamentar-se na aquisição contínua de dados e serem capazes de identificar alterações estruturais em tempo real.

A presente dissertação aborda a MIE, tendo como objetivo a identificação das propriedades dinâmicas do Viaduto de Santana do Cartaxo, concelho do Cartaxo, distrito de Santarém, com vista à deteção de dano. Para tal, o trabalho foi dividido em três partes: (1) comparação das propriedades dinâmicas adquiridas pelo processamento de sinais de acelerações, medidas *in situ*, pelo sistema de monitorização, com os valores obtidos pela modelação de um modelo de elementos finitos tridimensional, utilizando programa de cálculo automático *SAP2000™*; (2) comparação dos valores das propriedades dinâmicas adquiridas pelo processamento das acelerações obtidas pela simulação da passagem de comboios no modelo de elementos finitos com as propriedades obtidas pela análise modal numérica; (3) introdução de dano na estrutura, através da modelação de assentamentos na base de diferentes pilares, e comparação das propriedades dinâmicas obtidas com as apresentadas pela mesma estrutura sem dano.

O processamento de sinal, feito nas duas primeiras partes, foi elaborado no programa *RStudio™*, onde se programaram técnicas de tratamento de dados aos ficheiros de acelerações após as quais se aplicaram modelos de identificação modal estocásticos no domínio da frequência. A cada um dos ficheiros de medições, correspondente à passagem de um comboio, eliminou-se os dados associados à vibração forçada, observada durante a passagem das composições, uma vez que o estudo incide na vibração livre, regime obtido imediatamente após a passagem das mesmas.

A comparação das frequências modais foi feita através do cálculo da diferença e os modos de vibração pela matriz dos coeficientes MAC.

Palavras-chave: Monitorização da Integridade Estrutural; Técnicas de identificação de dano; Identificação em Tempo Real; Vibração livre; Propriedades dinâmicas; Processamento de sinal, Introdução de dano.

Abstract

Structural Health Monitoring (SHM) puts in place damage identification techniques in structural systems.

These techniques aim to identify abnormal behaviour due to structural changes or new/unknown structural conditions, before they lead to structural damage which can cause human, economic and social losses. Thus, these techniques must be based on the continuous acquisition of data and be able to identify structural changes in real time.

As this dissertation focus on the SHM, its goal is to identify dynamic properties of the Viaduct Santana do Cartaxo, municipality of Cartaxo, Santarém district, in order to detect damage. For such purpose the work was divided in three parts: (1) comparison of dynamic properties acquired by the acceleration signal processing, measured in situ by the monitoring system (values obtained through a modelling process of a three-dimensional finite element model with SAP2000™ software); (2) comparison of dynamic properties values obtained by the acceleration processing obtained by the simulation of passing trains' on the finite element model with the dynamic properties values obtained by the numerical model analysis; (3) addition of damage in the structure, by settlement modelling on the basis of different pillars, and comparison of dynamic properties obtained with those presented by the same structure without damage.

Signal processing, common to the first two parts, was developed in RStudio™ software. Data processing techniques were applied to accelerations files, as well as stochastic modal identification models in the frequency domain. Data concerning the forced vibration during a train passage were excluded from the measurement files, since the study focuses on the free vibration obtained immediately after the train passes.

The modal frequency comparison was achieved by obtaining the difference and the vibration modes of the MAC coefficient matrix.

Keywords: Structural Health Monitoring; Damage identification techniques; Real-time identification; Free vibration; Dynamic properties; Signal processing, Damage introduction

Índice de Matérias

Resumo	i
Abstract	iii
Índice de Figuras	vii
Índice de Tabelas	xi
1. Introdução	1
1.1. Considerações iniciais	1
1.2. Enquadramento	1
1.3. Objetivos do trabalho.....	2
1.4. Organização do trabalho.....	3
2. Monitorização da Integridade Estrutural	5
2.1. Definição	5
2.2. Objetivos e padronização da MIE para infraestruturas civis.....	6
2.3. Identificação de dano e de alterações estruturais	7
2.4. Abordagem Inversa Vs. Abordagem Direta.....	8
2.5. Monitorização Dinâmica Vs. Monitorização Estática	10
2.5.1. Monitorização Dinâmica	11
2.5.2. Monitorização Estática.....	11
3. Análise Modal	13
3.1. Definição	13
3.2. Análise modal experimental.....	14
3.3. Aplicações da análise modal	15
3.4. Aplicações práticas.....	15
3.5. Desenvolvimento histórico	16
3.6. Técnicas de identificação modal.....	18
3.6.1. Conceitos e considerações gerais.....	18
3.6.2. Técnicas de identificação modal no domínio da frequência.....	21
4. Caso de Estudo: Caracterização e Identificação Modal	27
4.1. Caracterização do Caso de Estudo	27
4.2. Sistema de monitorização.....	31

4.3. Identificação Modal.....	34
5. Modelo numérico do caso de estudo.....	41
5.1. Modelo numérico do viaduto de Santana do Cartaxo.....	41
5.1.1. Considerações iniciais.....	41
5.1.2. Modelação do tabuleiro.....	42
5.1.3. Modelação das guardas.....	45
5.1.4. Molas das fundações.....	45
5.1.5. Modelação da superestrutura.....	46
5.1.6. Ações permanentes.....	50
5.1.7. Modelação dos comboios.....	50
5.1.8. Casos de análises.....	51
5.1.9. Modelação do pré-esforço.....	53
5.2. Calibração do Modelo Numérico.....	55
5.2.1. Análise Modal.....	55
5.2.2. Análise Time-History.....	61
6. Simulação de dano.....	69
7. Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	75
7.1. Conclusões.....	75
7.2. Desenvolvimentos futuros.....	77
Referências Bibliográficas.....	79
Anexo.....	85
A. Modelação da estrutura.....	85

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Esquema de sintonização e identificação de anomalias.....	9
Figura 2.2 – Características da interpretação de dados através de modelos físicos e de análises estatísticas.....	10
Figura 4.1 - Viaduto Santana do Cartaxo.....	27
Figura 4.2 - Vista Norte do Viaduto.....	28
Figura 4.3 - Vista Inferior do Viaduto.....	28
Figura 4.4 - Vista do Viaduto a partir do Encontro Norte.....	28
Figura 4.5 – Planta e Corte Longitudinal do módulo V3.....	28
Figura 4.6 – Secção transversal do tabuleiro.....	29
Figura 4.7 - Encontro Sul.....	29
Figura 4.8 – Pilar intermédio.....	29
Figura 4.9 – Pilar de transição.....	30
Figura 4.10 – Aparelho de Apoio Móvel.....	30
Figura 4.11 – Sistema de Monitorização: Módulos V1 a V4.....	32
Figura 4.12 – Caixa com computador e subsistemas de aquisição.....	33
Figura 4.13 – Router para ligação à Internet.....	33
Figura 4.14 – Caixa com computador e subsistemas de aquisição.....	33
Figura 4.15 – Router para ligação à Internet.....	33
Figura 4.16 - Variação das acelerações do Comboio 10 ao longo do tempo sem corte.....	35
Figura 4.17 - Variação das acelerações do Comboio 10 ao longo do tempo com corte.....	35
Figura 4.18 – Série temporal do comboio 10.....	36
Figura 4.19 - Matriz das magnitudes espectrais do comboio 10.....	37
Figura 4.20 – Matriz das fases espectrais do comboio 10.....	37
Figura 4.21 – Magnitude dos valores próprios do espectro de magnitude do comboio 10.....	39
Figura 4.22 – Modos de vibração do comboio 10.....	40
Figura 4.23 – Variação das frequências modais com os comboios.....	39
Figura 5.1 – Viaduto em perspetiva.....	42
Figura 5.2 – Viaduto em perspetiva.....	42
Figura 5.3 – Discretização da malha do diafragma na zona do pilar de transição.....	43
Figura 5.4 - Secção transversal na zona do pilar de transição.....	43
Figura 5.5 - Especificações para os aparelhos de apoio.....	44
Figura 5.6 – Secção transversal na zona do vão (Plano YZ).....	44

Figura 5.7 – Secção transversal na zona de transição (Plano YZ)	44
Figura 5.8 - Secção transversal na zona do pilar intermédio	45
Figura 5.9 - Secção transversal na zona do pilar intermédio	45
Figura 5.10 – Guardas	45
Figura 5.11 - Representação esquemática da via-férrea balastrada	46
Figura 5.12 - Representação esquemática do comboio Alfa Pendular	50
Figura 5.13 - Representação esquemática da locomotiva do comboio intercidades ...	51
Figura 5.14 - Representação esquemática da carruagem do comboio intercidades ...	51
Figura 5.15 – Variação do amortecimento com a frequência	53
Figura 5.16 – Cargas e momentos equivalentes no troço reto em KN e KNm.....	53
Figura 5.17 – Cargas equivalentes no troço curvo em KN/m	54
Figura 5.18 – Relação entre as diferenças do R e do SAP com o desvio dos parâmetros iniciais	56
Figura 5.19 – 1º Modo de vibração (F = 4,993 Hz).....	57
Figura 5.20 – 2º Modo de vibração (F = 5,607 Hz).....	57
Figura 5.21 – 3º Modo de vibração (F = 6,349 Hz).....	57
Figura 5.22 – 2º Modo de vibração (F = 7,083 Hz).....	57
Figura 5.23 – Relação entre os coeficientes MAC da diagonal principal com o desvio dos parâmetros iniciais	59
Figura 5.24 – Histograma do número acumulado de comboios em relação à media dos coeficientes MAC [2,2] e [4;4]	60
Figura 5.25 – Acelerações verticais devidas à passagem do comboio Alfa Pendular..	62
Figura 5.26 – Deslocamentos verticais devidos à passagem do comboio Alfa Pendular	62
Figura 5.27 – Magnitude dos valores próprios para o comboio Alfa Pendular	63
Figura 5.28 – Modos de vibração devidos à passagem do comboio Alfa Pendular	63
Figura 5.29 – Acelerações verticais devidas à passagem do comboio Intercidades ...	65
Figura 5.30 – Deslocamentos verticais devidos à passagem do comboio Intercidades	65
Figura 5.31 – Magnitude dos valores próprios para o comboio Intercidades	66
Figura 5.32 – Modos de vibração devidos à passagem do comboio Intercidades	66
Figura 6.1 – Vista em planta das tensões longitudinais no banzo superior do viaduto	69
Figura 6.2 – Vista em planta das tensões longitudinais no banzo inferior do viaduto ..	70
Figura 6.3 – Pormenor da vista em planta das tensões longitudinais no banzo inferior	70
Figura 6.4 – Vista em alçado das tensões longitudinais no viaduto.....	70
Figura 6.5 – Vista em perspetiva das tensões longitudinais no viaduto.....	71

Figura 6.6 – Vista em perspetiva das tensões longitudinais no viaduto.....	72
Figura A.1 – Modelação do betão C45/55.....	85
Figura A.2 – Modelação do betão C30/37.....	85
Figura A.3 – Modelação do Aço.....	86
Figura A.4 – Modelação do Betão sem massa.....	86
Figura A.5 – Modelação do betão das travessas	86
Figura A.6 – Modelação dos pilares.....	87
Figura A.7 – Modelação da secção dos pilares.....	87
Figura A.8 – Modelação dos carris.....	87
Figura A.9 – Modelação das guardas	87
Figura A.10 – Modelação da Barra dos Conectores.....	88
Figura A.11 – Modelação dos fatores de rigidez	88
Figura A.12 – Modelação dos muretes interiores	88
Figura A.13 – Modelação do murete exterior	88
Figura A.14 – Modelação do diafragma na secção dos pilares de transição	88
Figura A.15 – Modelação do diafragma na secção dos pilares intermédios	88
Figura A.16 – Discretização do diafragma na secção dos pilares	89
Figura A.17 – Modelação das almas do tabuleiro na secção dos pilares	89
Figura A.18 – Modelação do banzo inferior do tabuleiro na secção dos pilares	89
Figura A.19 – Modelação das consolas do tabuleiro na secção dos pilares.....	89
Figura A.20 – Modelação das travessas	89
Figura A.21 – Secção transversal do tabuleiro na secção dos pilares.....	90
Figura A.22 – Secção transversal do tabuleiro na secção das zonas de transição	90
Figura A.23 – Secção transversal do tabuleiro na secção dos vãos.....	90
Figura A.24 – Modelação do aparelho de suporte PND	91
Figura A.25 – Modelação da rigidez do conector PND.....	91
Figura A.26 – Modelação das palmilhas	91
Figura A.27 – Modelação da rigidez das palmilhas	91
Figura A.28 – Modelação do centro de massa.....	92
Figura A.29 – Modelação da rigidez das molas que simulam os aparelhos de suporte PNU.....	92
Figura A.30 – Modelação da rigidez das molas relativas às estacas dos pilares intermédios.....	93
Figura A.31 – Modelação da rigidez das molas relativas às estacas dos pilares intermédios.....	93
Figura A.32 – Modelação da carga permanente associada ao balastro	94
Figura A.33 – Modelação da carga permanente associada à impermeabilização	94

Figura A.34 – Modelação de um Offset exemplar de 0,1m de um elemento de área ..	95
Figura A.35 – Exemplo 1 (vista em alçado) da aplicação de um Offset de elementos de área	95
Figura A.36 – Exemplo 1 (vista em perspectiva) da aplicação de um Offset de elementos de área	95
Figura A.37 – Exemplo 2 da aplicação de um Offset de elementos de área	96
Figura A.38 – Modelação de um Offset exemplar de 1m de um elemento de barra	96
Figura A.39 – Exemplo 1 da aplicação de um Offset a um elemento de barra	97
Figura A.40 – Padrões de carga	97
Figura A.41 – Modelação do padrão de carga associado ao comboio Alfa Pendular ..	98
Figura A.42 – Modelação do padrão de carga associado ao comboio Intercidades	98
Figura A.43 – Casos de carga analisados.....	99
Figura A.44 – Modelação do caso de carga Modal	99
Figura A.45 – Modelação do caso de carga Time History para o comboio Alfa Pendular	100
Figura A.46 – Modelação do caso de carga Time History para o comboio Intercidades	100
Figura A.47 – Modelação dos coeficientes de amortecimento	101
Figura A.48 – Definição do caminho a ser feito pelas cargas móveis.....	101
Figura A.49 – Definição dos elementos pertencente ao caminho a ser percorrido pelas cargas móveis.....	102
Figura A.50 – Definição dos veículos cuja passagem deve ser analisada.....	102
Figura A.51 – Modelação das cargas móveis do comboio Alfa Pendular	103
Figura A.52 – Modelação das cargas móveis do comboio Intercidades	103
Figura A.53 – Modelação do caso de carga estático para identificação da zona fendilhada.....	104
Figura A.54 – Modelação do assentamento na base do pilar.....	104
Figura A.55 – Modelação dos esforços a observar após o caso de carga estático para delimitação da área fendilhada	105

Índice de Tabelas

Tabela 4.1- Valores estatísticos das quatro frequências modais da amostra de cem comboios.....	40
Tabela 5.1 - Especificações para os aparelhos de apoio do módulo V3.....	44
Tabela 5.2 - Valores de rigidez das palmilhas	48
Tabela 5.3 – Valores de rigidez dos elementos de ligação entre a Travessa e o Banzo Superior.....	49
Tabela 5.4 – Parâmetros calibrados.....	55
Tabela 5.5 – Média e mediana dos valores de frequências obtidos pelo.....	55
Tabela 5.6 – Valores de frequência do modelo de EF e a correspondente diferença à média das frequências obtidas pelo processamento do sinal dos cem comboios em relação ao desvio nos parâmetros iniciais.....	56
Tabela 5.7 - Valores de frequência do modelo de EF e a correspondente diferença à mediana das frequências obtidas pelo processamento do sinal dos cem comboios em relação ao desvio nos parâmetros iniciais.....	56
Tabela 5.8 – Matriz dos coeficientes MAC do comboio 10 com o modelo de EF.....	58
Tabela 5.9 – Matriz representativa da média das matrizes dos coeficientes MAC para os cem comboios	58
Tabela 5.10 – Média e mediana dos valores de frequências obtidos pelo	60
Tabela 5.11 – Diferença entre as frequências do modelo de EF com a média das frequências dos vinte comboios obtidas pelo processamento do sinal em relação ao desvio nos parâmetros iniciais	61
Tabela 5.12 – Matriz representativa da média das matrizes dos coeficientes MAC para os vinte comboios.....	61
Tabela 5.13 – Comparação das frequências devidas ao comboio Alfa Pendular com as frequências das outras abordagens	64
Tabela 5.14 – Matriz dos coeficientes MAC entre os modos devidos ao comboio Alfa Pendular e os modos da análise modal ao modelo numérico.....	64
Tabela 5.15 - Matriz dos coeficientes MAC entre os modos devidos ao comboio Alfa Pendular e o comboio 10 do processamento de sinal.....	64
Tabela 5.16 – Comparação das frequências devidas ao comboio Intercidades com as frequências das outras abordagens	66
Tabela 5.17 – Matriz dos coeficientes MAC entre os modos devidos ao comboio Intercidades e os modos da análise modal ao modelo numérico.....	67

Tabela 5.18 - Matriz dos coeficientes MAC entre os modos devidos ao comboio Intercidades e o comboio 10 do processamento de sinal.....	67
Tabela 6.1- Tabela de comparação das frequências modais entre o caso sem dano e os quatro cenários de dano.....	72
Tabela 6.2 – Comparação entre as configurações modais do modelo numérico sem dano com o modelo da primeira simulação de dano	73
Tabela 6.3 – Comparação entre as configurações modais do modelo numérico sem dano com o modelo da segunda simulação de dano	73
Tabela 6.4 – Comparação entre as configurações modais do modelo numérico sem dano com o modelo da terceira simulação de dano	74
Tabela 6.5 – Comparação entre as configurações modais do modelo numérico sem dano com o modelo da quarta simulação de dano	74

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

AC.04	Acelerómetros 4
AC.05	Acelerómetros 5
AC.06	Acelerómetros 6

Siglas

ANPSD	<i>Averaged Normalized Power Spectral Density</i>
BD	Base de dados
BFD	Método básico no domínio da frequência
CMIF	<i>Complex Mode Identification Function</i>
DEP	Densidade Espectral de Potência
DFT	<i>Discrete Fourier Transform</i>
EFDD	Método melhorado de decomposição no domínio da frequência
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
FDD	Método de decomposição no domínio da frequência
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i>
FRF	Função de resposta em frequência
GDL	Graus de liberdade
HSDPA	<i>High-Speed Down-link Packet Access</i>
IFFT	<i>Inverse Fast Fourier Transform</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MAC	<i>Modal Assurance Criterion</i>
ME	Monitorização Estrutural
MIE	Monitorização da Integridade Estrutural
PND	Aparelho de neoprene em panela, fixo com fusível elasto-plástico e dissipador de elasto-plástico
PNSD	<i>Normalization of Power Spectral Density</i>
PNU	Aparelho de neoprene em panela, unidirecional tradicional

PNUD	Aparelho de neoprene em panela, unidirecional com fusível elasto-plástico e dissipador de elasto-plástico
PT_i	Pilar de Transição i
PTFE	Politetrafluoretileno
P_iV_j	Pilar intermédio i do módulo V_j
REFER	Rede ferroviária nacional
SAP2000	<i>Structural Analysis Program</i>
SVD	<i>Singular Value Decomposition</i>
TND	Técnicas de ensaios locais não destrutivos
UNL	Universidade Nova de Lisboa

Símbolos

g	Aceleração gravítica
ξ	Coeficiente de amortecimento relativo
ξ_m	Coeficiente de amortecimento modal
T_d	Comprimento associado a cada secção
ϕ_m	Configurações modais
δ	Decremento logarítmico
ω	Frequência angular
f_N	Frequência natural
ω_m	Frequência de ressonância modal
$T_{j,ref}$	Função de transferência
\underline{A}	Matriz dos coeficientes de estado
\underline{S}	Matriz das funções de densidade espectral de potência
\underline{V}	Matriz da resposta modal no espaço de estados
N_{GL}	Número de graus de liberdade do modelo
N	Número total de pontos adquiridos por amostra
NPI	Número total de pontos instrumentados
n_d	Número total de secções utilizadas

Capítulo 1

1. Introdução

1.1. Considerações iniciais

A presente dissertação intitula-se “Monitorização da Integridade Estrutural de um Viaduto Ferroviário” e foi elaborada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Nova de Lisboa, na Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT).

O trabalho realizado no âmbito desta dissertação foi supervisionado pelo Doutor João Pedro Santos, investigador de Pós-Doutoramento no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e pelo Professor Doutor José Nuno Varandas, professor auxiliar na FCT-UNL.

O trabalho descrito na presente dissertação foi conduzido na Divisão de Monitorização de Estruturas do Departamento de Estruturas do LNEC e na FCT.

O principal tema em estudo nesta dissertação é a Monitorização da Integridade Estrutural (MIE), que difere da Monitorização Estrutural (ME) em dois aspetos fundamentais: A ME tem como principal objetivo a aquisição de dados de resposta estrutural, enquanto a MIE inclui ainda os processos de extração de informação a partir dos dados e de avaliação da segurança/saúde estrutural do sistema. Adicionalmente, enquanto a ME engloba o conhecimento de temas como sensores, eletrónica, comunicações e *software*, a MIE abrange, além destes, um campo de temas mais vastos, nomeadamente aprendizagem e estatística de máquinas, bases de dados, análise e avaliação estrutural e modelação numérica [1]. Embora o trabalho conduzido na presente dissertação tenha como base todos estes temas, é dado principal enfoque aos últimos três referidos.

1.2. Enquadramento

Uma infraestrutura civil tende a degradar-se gradualmente, podendo ficar severamente danificada ou mesmo colapsar na eventualidade de desastres naturais, como sismos e tempestades. Como tal, durante todo período de serviço a longo prazo, esta deve respeitar os requisitos de segurança e sustentabilidade, que devem ser frequentemente monitorizados [2].

Ao longo da última década, o desenvolvimento tecnológico da monitorização da integridade estrutural (MIE) para infraestruturas civis tem despertado o interesse de cientistas e engenheiros, sendo que a sua implementação tem sido particularmente bem-sucedida em grandes projetos de infraestruturas civis [3], [4].

Estas infraestruturas, especialmente as de grandes vãos ou com formatos complexos, são essenciais a uma sociedade funcional. A aplicação ou não de sistemas de MIE é, portanto, feita de acordo com a importância da estrutura em si.

A MIE tem vindo a progredir rapidamente, suportada pelo avanço tecnológico da rede de sensores, da aquisição, processamento e comunicação de dados, bem como da gestão de informação. Um sistema de MIE é composto por três componentes principais: um sistema sensorial, um sistema de processamento de dados (abrangendo a aquisição, transmissão e armazenamento de dados) e um sistema de avaliação da integridade (que inclui algoritmos de diagnóstico e gestão da informação) [2].

A eficácia de um programa de monitorização é medida pela capacidade de detetar automaticamente danos existentes nas estruturas em tempo real e a longo-prazo [3],[4].

1.3. Objetivos do trabalho

O principal objetivo da presente dissertação é a utilização da MIE para a identificação das propriedades dinâmicas do Viaduto Ferroviário de Santana do Cartaxo, com vista à deteção de dano. Tal identificação é feita pelo processamento de sinal, recorrendo à Análise Modal, mais concretamente às suas técnicas de identificação modal no domínio da frequência, e pela elaboração de um modelo de elementos finitos no programa de cálculo automático *SAP2000TM* em diferentes cenários. Pretende-se efetuar a identificação dos dois meios para comparar os resultados obtidos e subsequentemente fazer a eventual deteção do dano.

Com a finalidade de atingir o objetivo principal, definiram-se nove objetivos específicos:

- 1) Tratamento dos dados medidos *in situ*;
- 2) Identificação das frequências modais e dos modos de vibração modais da estrutura, recorrendo ao método de decomposição no domínio da frequência (FDD);
- 3) Elaboração de um modelo de elementos finitos no programa de cálculo automático *SAP2000TM* para obtenção das propriedades dinâmicas da estrutura;
- 4) Comparação dos resultados obtidos pelo processamento de sinal com os do modelo de elementos finitos tridimensional calibrado;
- 5) Simulação da passagem de diferentes tipos de comboios no modelo tridimensional sem dano e exportação das acelerações verticais obtidas;
- 6) Processamento dessas acelerações e obtenção das correspondentes propriedades dinâmicas;

- 7) Comparação das propriedades dinâmicas resultantes da passagem dos comboios com as do processamento do sinal e da análise modal aplicada ao modelo calibrado;
- 8) Introdução de dano no modelo através da modelação de diversos assentamentos na base de diferentes pilares;
- 9) Comparação das propriedades dinâmicas obtidas pela simulação de dano com os modelos sem dano;

1.4. Organização do trabalho

Esta dissertação divide-se em sete capítulos, incluindo as referências bibliográficas e os anexos.

O primeiro capítulo inclui uma breve abordagem teórica sobre a dissertação em si.

O capítulo dois consiste numa revisão da literatura onde é abordado o tema da monitorização da integridade estrutural, no qual se refere a sua definição, objetivos, aplicação, a identificação de dano e de alterações estruturais, os métodos utilizados e ainda os tipos de monitorização possíveis.

O terceiro capítulo divide-se em duas partes, sendo a primeira uma revisão de literatura onde se descreve a Análise Modal teórica e experimental, as suas aplicações e o seu desenvolvimento histórico. A segunda parte expõe os conceitos teóricos alusivos ao tema das técnicas de identificação modal, sendo dado principal enfoque às técnicas de identificação modal no domínio da frequência.

No capítulo quatro procede-se à descrição da estrutura em estudo, o Viaduto Ferroviário de Santana do Cartaxo localizado entre o Pk58+286 e o Pk59+597, concelho do Cartaxo, distrito de Santarém, Portugal, bem como do seu sistema de monitorização. É apresentada ainda a metodologia e os resultados da identificação modal obtidos a partir do programa de desenvolvimento integrado para R, *RStudio*TM.

O quinto capítulo consiste na descrição da modelação e calibração da estrutura utilizando o programa de cálculo automático SAP2000TM, com o intuito de fornecer uma reprodução o mais fiel possível da estrutura real. Estabelece-se uma comparação entre os resultados do modelo numérico e os da identificação modal descritos no capítulo quatro e é ainda feita a simulação da passagem de comboios no modelo numérico, das quais se obtém os valores das acelerações verticais. Às acelerações obtidas, efetua-se o processamento do sinal com o qual se adquire as propriedades modais que por sua vez são comparadas com as obtidas no capítulo quatro.

No capítulo seis é apresentada a metodologia utilizada para a simulação de dano nos vários cenários e são comparados os resultados obtidos com os do modelo numérico sem dano (Capítulo 5).

O sétimo capítulo evidencia as conclusões atingidas a partir da análise dos resultados e menciona possíveis trabalhos futuros que possam dar continuidade a este tema.

Capítulo 2

2. Monitorização da Integridade Estrutural

2.1. Definição

A Monitorização da Integridade Estrutural (MIE) é atualmente um termo quase padronizado, que pode ser definido como o processo de implementação de uma estratégia de identificação de dano para qualquer sistema estrutural civil, aeroespacial ou mecânico [5]. No entanto, alguns autores fornecem algumas definições mais rigorosas ao acrescentarem requisitos de automatização e comentários em tempo real, de modo a evitar custos humanos, económicos e sociais [6],[7], [8].

A MIE não é normalmente associada à inspeção visual nem a técnicas de ensaios locais não destrutivos (TND) [9]. Esta é geralmente definida como uma avaliação global não destrutiva *in situ* associada à instalação de sistemas sensoriais e de aquisição, e com a correspondente extração de informações úteis relacionadas com as condições da estrutura [8].

Existem várias causas que podem conduzir a que uma estrutura ou infraestrutura esteja em condições insatisfatórias. Inspeções/monitorizações insuficientes podem originar a descoberta de problemas quando a estrutura já se encontra num estado de extrema necessidade de atenção, sendo que nessas situações o custo da reparação pode ser próximo do preço de substituição. Como tal, o objetivo da MIE deve ser o de garantir a segurança constante, através da identificação de alterações no comportamento estrutural antes de atingir uma fase crítica, em que os custos de manutenção e de reparação sejam consideravelmente mais elevados [10]. Para que este objetivo seja cumprido, a comunidade da MIE tem vindo a desenvolver sistemas e técnicas, que englobam *hardware* em desenvolvimento e técnicas avançadas de análise de dados, e a aplicá-los a um número crescente de estruturas em todo o mundo [11]. Esta comunidade enfrenta atualmente inúmeros desafios que podem ser agrupados em [5],[12],[13],[14],[15],[16]: (1) Desenvolvimento de novo *hardware* de aquisição e comunicação preciso, confiável, de baixo custo e de baixo consumo energético sensorial; (2) Transição da MIE da área da investigação e das demonstrações de campo para a implantação em campo prático, através do desenvolvimento de sistemas de *hardware/software* de MIE e integrá-los em quadros de gestão ativos; (3) Extração de informações úteis, a partir dos crescentes volumes de dados, que estejam diretamente correlacionadas com alterações na integridade ou no comportamento

estrutural; (4) Desenvolvimento de algoritmos “à prova de falhas”, sensíveis e adaptáveis que, quando incluídos em estruturas de MIE, que sejam capazes de avaliar a integridade estrutural em tempo real.

Uma vez que os desafios anteriormente referidos são consideravelmente abrangentes, os trabalhos de investigação que abordam o tema da MIE conseguem resolver normalmente apenas uma ou duas questões. Para se lidar com os dois primeiros tópicos são necessários fundamentos teóricos nas áreas de desenvolvimento de *hardware* e de *software*, de eletrónica e de comunicações. O terceiro e quatro tópicos exigem conhecimentos sobre processamento de sinal, de aprendizagem estatística e de análises numéricas e físicas [2].

2.2. Objetivos e padronização da MIE para infraestruturas civis

A implementação de um sistema de MIE é normalmente considerada com os seguintes propósitos: (1) Validar modificações a estruturas pré-existentes para potencialmente melhorar as especificações de *design*; (2) Detetar o carregamento externo e a resposta estrutural, bem como prever a possível degradação de forma a avaliar a segurança de uma estrutura; (3) Providenciar evidências que contribuam para o planeamento de inspeções que visem a manutenção, reabilitação e reparação das estruturas, assim como avaliar a eficiência dos trabalhos de manutenção, modernização e de reparação; (4) Obter uma ampla quantidade de dados *in situ* para estudos posteriores sobre a engenharia estrutural, tal como projetos antissísmicos, novos tipos estruturais e aplicação de materiais inteligentes [17].

A MIE é um campo de investigação emergente e multidisciplinar que envolve várias técnicas modernas, tais como sistemas de sensores e aquisição de dados, sucedidos pelo diagnóstico e identificação estrutural. No entanto, existem ainda obstáculos à aplicação da MIE em infraestruturas já existentes, nomeadamente a falta da padronização dos princípios e das boas práticas da MIE.

De acordo com as *Guidelines* da ISIS Canada (2001), a importância da padronização da MIE assenta principalmente nos seguintes objetivos [8]: (1) Fornecer uma referência, suporte e direção para o estudo teórico, a aplicação e o desenvolvimento da MIE; (2) Promover inovações e aplicações da teoria e técnicas da MIE; (3) Demonstrar a capacidade dos sistemas de MIE na garantia da segurança do ciclo de vida estrutural e na manutenção e reforço da estrutura em serviço; (4) Promover a aplicação de novos materiais inteligentes na engenharia estrutural e encorajar os construtores a produzir estruturas inteligentes mais seguras e duráveis; (5) Providenciar uma orientação detalhada para o desenvolvimento dos conceitos teóricos de *design* estrutural.

O trabalho de padronização de MIE é claramente desafiante devido a três principais adversidades: (1) a dificuldade generalizada no aperfeiçoamento dos enunciados da MIE devido à diversidade de infraestruturas existentes, com distribuições de tensões variadas e

características dinâmicas inconsistentes; (2) a variedade de sensores e dispositivos de aquisição de dados aplicados nos campos da MIE, complicando a padronização da MIE; (3) a limitação de cada método de processamento de sinal e do deslocamento de algoritmos de sensores, o que dificulta a unificação dos sistemas de MIE [8].

Felizmente, na última década, toda a comunidade da MIE, desde investigadores aos utilizadores finais têm reconhecido a importância das normas e códigos na aceleração do processo de adoção de tecnologias de MIE [18].

2.3. Identificação de dano e de alterações estruturais

O dano pode ser definido como uma alteração num sistema estrutural que afeta o seu atual ou futuro desempenho, tanto em termos de segurança estrutural como de manutenção [19]. Essa alteração pode ser gerada por variações nas propriedades geométricas e/ou dos materiais dos sistemas estruturais, inclusivamente as condições de fronteira [5].

A ocorrência de dano pode ser classificada de acordo com dois fatores distintos [20]: a sua localização e a sua duração. De acordo com o primeiro, o dano geralmente começa num único elemento, podendo evoluir para o colapso parcial ou total de um sistema estrutural consoante diferentes cenários e cargas aplicadas. No que se refere à sua duração, o dano pode ser classificado como progressivo (exemplos: fadiga, corrosão, deformação excessiva, deformação, entre outros.) ou como repentino, como no caso de acidentes (tais como colisão de veículos, acidentes de construção e eventos sísmicos) ou resultante de atividade climática invulgar.

Relativamente aos efeitos do dano e ao desenvolvimento de estratégias para a sua identificação, é importante estabelecer a diferença entre geradores de efeitos lineares e não lineares. Se após a ocorrência do dano, o comportamento estrutural permanecer no domínio elástico, o dano é geralmente de pequena magnitude (lesão precoce) e, portanto, a sua ocorrência não deverá aumentar muito a necessidade de manutenção nem os custos de reparação [10].

A maioria das técnicas de identificação de dano assumem algum tipo de linearidade estrutural (física e/ou geométrica) nos seus fundamentos teóricos, tornando-os mais específicos para a avaliação de danos precoces. A geração de dano conducente ao comportamento não-linear é geralmente mais grave e pode ser facilmente detetada através da observação de séries de dados MIE em bruto.

As estratégias de MIE são geralmente classificadas de acordo com os quatro níveis da classificação de *Rytter* (1993) [21]. Esta classificação estabelece uma hierarquia com base na quantidade de conhecimento relativo ao dano que pode ser extraído dessas estratégias. Embora a classificação de *Rytter* tenha assumido apenas quatro níveis, foi recentemente proposto um

nível adicional por *Worden* e *Dulieu* [22], aumentando a classificação hierárquica para cinco níveis.

Segundo a nova classificação, as técnicas de MIE podem ser classificadas através de um dos cinco níveis, de acordo com a sua capacidade de responder às seguintes questões:

Nível 1: Existe dano no sistema estrutural (deteção)?

Nível 2: Onde está presente o dano (localização)?

Nível 3: Qual é o tipo de dano presente (classificação)?

Nível 4: Qual a gravidade do dano (quantificação)?

Nível 5: Qual o tempo de vida residual (predição)?

Enquanto as respostas para as quatro primeiras questões podem ser consideradas uma forma de diagnóstico, a explicação da quinta pode ser vista como um prognóstico e a sua resposta requer geralmente a abordagem de temas adjacentes à MIE, como a fadiga e análise de fraturas [23],[24],[9],[25]. As técnicas de MIE que são baseadas em sistemas sensoriais apenas podem alcançar os três primeiros níveis de diagnóstico, dependendo: (i) da abrangência dos dados adquiridos, (ii) da complexidade das estruturas e (iii) do tipo de ocorrência de danos. No entanto, o quarto nível só pode ser atingido em aplicações experimentais, recorrendo a técnicas de inspeção visual e a testes locais. O quinto nível requer, além de todas as exigências já mencionadas, um modelo de desempenho variável no tempo [26].

Embora a ocorrência de dano implique alterações estruturais, o inverso não é necessariamente verdade. A identificação de alterações no comportamento estrutural não significa forçosamente que o desempenho estrutural presente ou futuro seja afetado, não implicando que o sistema estrutural esteja danificado. A conclusão de que uma alteração estrutural implica dano apenas pode ser obtida caso o quarto nível da escala de classificação seja atingido. Assim, pode-se concluir que a maioria das técnicas de MIE, que são simplesmente baseadas em dados obtidos a partir de sistemas sensoriais permanentes, não identifica o dano. Estas técnicas são, alternativamente, capazes de identificar (detetar, localizar e classificar) alterações estruturais.

2.4. Abordagem Inversa Vs. Abordagem Direta

O principal requisito de um sistema de deteção de dano é a tomada de decisão baseada nos dados obtidos através de sensores, relativamente à existência ou não de dano. A identificação das características dos dados que permitem a distinção entre estruturas com e sem dano é um tema que recebe a máxima atenção e cuidado por parte da comunidade científica [27],[28]. Esta identificação inclui a deteção de anomalias, que envolve a classificação do comportamento estrutural (em regular ou não regular).

É igualmente necessário selecionar uma metodologia para comparar os novos dados com os obtidos nos casos em que a estrutura apresentou um comportamento normal. Para tal, existem dois tipos de abordagens: a Inversa, que assenta em Modelos Físicos, geralmente numéricos e a Direta, que se baseia em Análise de Dados [12].

A primeira requer o desenvolvimento de um modelo numérico preciso e fiável da estrutura. Neste, as medições são comparadas com os valores previstos pelo modelo com a finalidade de se encontrarem anomalias no comportamento estrutural. Para que se possa acompanhar a evolução do estado da estrutura, este modelo é atualizado através de estratégias complexas.

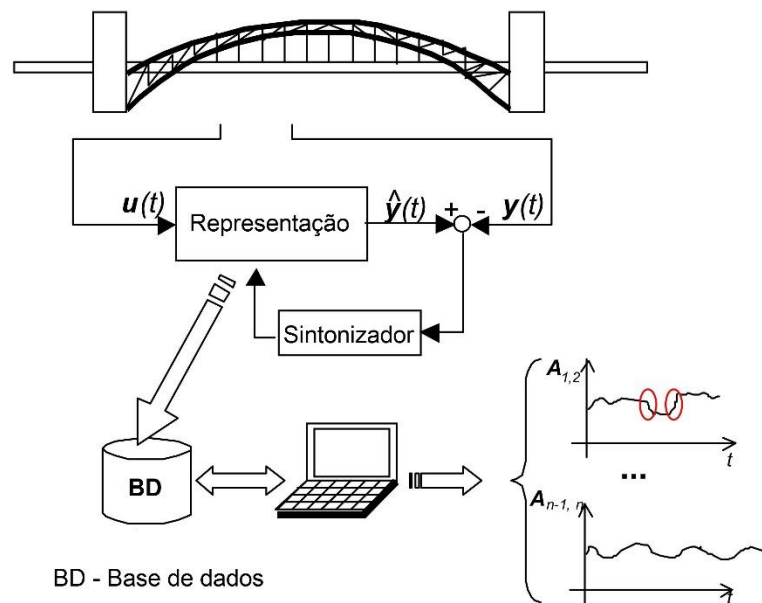


Figura 2.1 – Esquema de sintonização e identificação de anomalias (adaptada de [12])

A segunda exige a representação estatística do comportamento estrutural. Esta abordagem envolve a avaliação de séries temporais ao longo do tempo [29],[30]. Esta metodologia é completamente *data-driven*, pelo que a evolução dos dados é estimada sem recorrer à informação dos processos físicos [31]. Representações estatísticas de dados possibilitam a deteção de anomalias exigindo apenas condições nominais (sem faltas) para treinar. Além de ser uma estratégia válida para a deteção de anomalias, esta metodologia apresenta como vantagem, em relação à primeira abordagem, a possibilidade de deteção do comportamento irregular sem a necessidade prévia de informação sobre a estrutura [32],[33]. Nos casos em que estrutura em estudo é complexa, a construção de um modelo físico é mais difícil e dispendiosa, pelo que o processamento de dados através da análise estatística aparenta ser a melhor possibilidade para a extração de informações úteis sobre a segurança estrutural.

A comparação de diversas características dos dois métodos pode ser observada na Figura 2.2, apresentada em seguida.

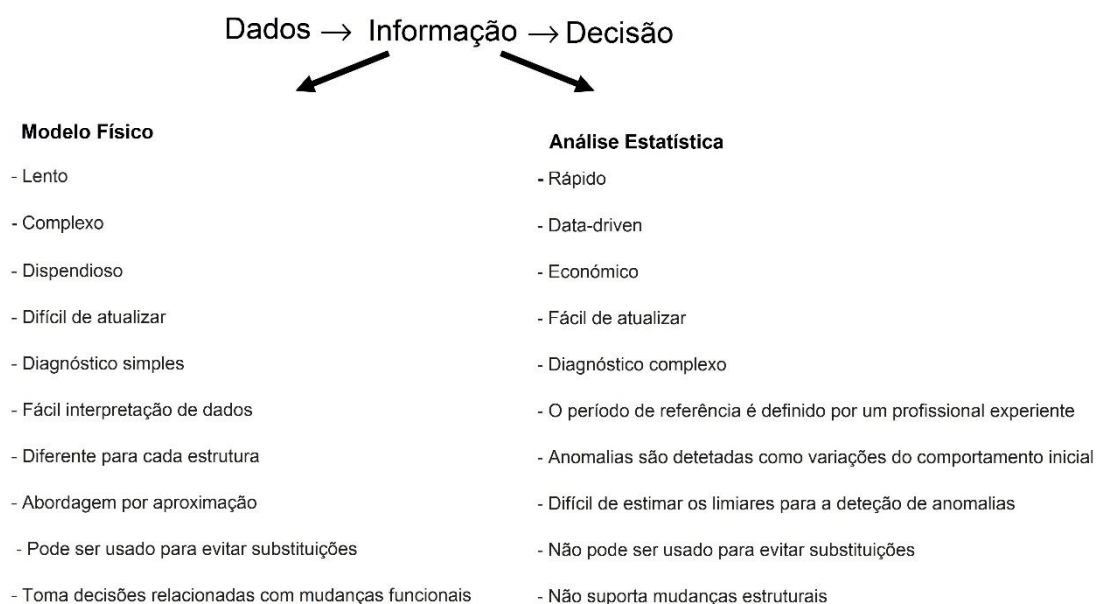


Figura 2.2 – Características da interpretação de dados através de modelos físicos e de análises estatísticas (adaptada de [12])

2.5. Monitorização Dinâmica Vs. Monitorização Estática

A avaliação de uma estrutura pode ser feita através de duas abordagens: a monitorização dinâmica e a monitorização estática. Estas duas categorias influenciam a seleção dos parâmetros de avaliação estrutural e ambas englobam abordagens para tratamento de dados, que podem, ou não, ser baseadas em modelos.

Acresce que o desenvolvimento bem-sucedido de métodos de monitorização da integridade estrutural normalmente depende de dois principais fatores: tecnologia de sensores associada à análise do sinal por eles captado e algoritmos de interpretação.

Nos últimos anos a tecnologia de sensores tem alcançado um nível de precisão elevado, tendo sido propostos múltiplos algoritmos para deteção de dano em estruturas, particularmente para a técnicas de monitorização dinâmica [34], [35]. No entanto, tem-se constatado igualmente um aumento da importância do campo da monitorização estática. Nesta secção descrevem-se resumidamente os principais aspetos que diferenciam estas duas abordagens de monitorização.

2.5.1. Monitorização Dinâmica

A monitorização dinâmica possibilita a quantificação das vibrações que atuam na estrutura quando submetida a uma dada excitação dinâmica. Esta quantificação é feita a partir da medição das velocidades, acelerações ou deslocamentos a que a estrutura está sujeita, nos pontos mais importantes, sendo para tal considerados os que melhor representam o comportamento da estrutura. Deste modo, consegue-se a identificação estrutural e a deteção de danos na estrutura controlada.

A monitorização das vibrações permite a avaliação de parâmetros como a rigidez, os modos de vibração, as frequências naturais e os coeficientes de amortecimento, que determinam a identificação dinâmica experimental da estrutura. Paralelamente à identificação experimental, existe também a identificação numérica, realizada através da comparação e correlação entre os dados obtidos experimentalmente e os obtidos teoricamente, a partir do modelo numérico da estrutura [36]. Caso exista uma conformidade entre os valores adquiridos pelas duas vias, o modelo numérico será considerado adaptado à realidade, caso esta conformidade não se verifique, será necessário um ajustamento do modelo até ser alcançada a semelhança exigida.

A vantagem de ter o modelo numérico devidamente ajustado é a possibilidade de se poder simular, estudar e até avaliar possíveis irregularidades que possam afetar a estrutura [37].

2.5.2. Monitorização Estática

A monitorização estática baseia-se na aquisição de dados associados às características ambientais e na obtenção da resposta do sistema às mesmas, a um ritmo lento, produzindo séries temporais de dados de instrumentação potencialmente informativas. Embora em certas aplicações a monitorização periódica proporcione resultados satisfatórios, o facto de se perder a informação não registada entre duas inspeções é um grande inconveniente para a compreensão do comportamento real da estrutura e para uma completa investigação dos benefícios da monitorização, que são metas atingíveis apenas com recurso a uma constante monitorização durante a vida útil da estrutura [38].

Esta abordagem tem ganho no entanto cada vez maior importância nos últimos anos, sendo particularmente adequada para deteção de anomalias locais em estruturas de grande complexidade [38].

As técnicas de monitorização estática permitem a identificação de dano a partir das medições de alterações associadas à resposta estrutural estática. As grandezas medidas são caracteristicamente deslocamentos/tensões relativos a cargas externas aplicadas e ambientais. Para este tipo de monitorização são necessários sistemas permanentes de monitorização que permitam uma avaliação contínua das condições reais de segurança das estruturas. A monitorização estática contínua é igualmente vantajosa pelo facto de poder ser aplicada a uma estrutura em qualquer cenário sem gerar uma quantidade de dados que seja difícil de processar [12], [39].

Capítulo 3

3. Análise Modal

3.1. Definição

Análise modal é um processo de determinação e análise das características dinâmicas inerentes de um sistema estrutural na forma de frequências naturais, fatores de amortecimento e modos de vibração, bem como a utilização destas características na formulação de um modelo matemático para o seu comportamento dinâmico. O modelo matemático formulado é referido como sendo o modelo modal do sistema e a informação para as características são conhecidas como os seus dados modais. A dinâmica de uma estrutura é fisicamente decomposta em frequência e tempo. A análise modal é baseada no facto de que a resposta (de vibração) de um sistema dinâmico linear invariante no tempo pode ser expressa como uma combinação linear de um conjunto de movimentos harmónicos simples, denominados modos de vibração naturais. Este conceito é semelhante à utilização de uma combinação de ondas sinusoidais e cossenoidais (combinação de *Fourier*) para a representação de uma forma complexa de onda. Os modos de vibração naturais são intrínsecos a um sistema dinâmico e são inteiramente determinados pelas suas propriedades físicas (massa, rigidez, amortecimento), bem como pelas suas distribuições espaciais. Cada modo é descrito em termos dos seus parâmetros modais: frequência natural, fator de amortecimento modal e padrão de deslocamento característico, conhecido por modo de vibração. O grau de participação de cada modo de vibração natural no global é determinado pelas propriedades da(s) fonte(s) de excitação e pelos modos de vibração do sistema [40],[41].

A análise modal engloba técnicas teóricas e experimentais. A análise modal teórica é fundamentada num modelo físico de um sistema dinâmico, incluindo as propriedades da massa, da rigidez e do amortecimento. Estas propriedades podem ser apresentadas sob a forma de equações diferenciais parciais. No entanto, um modelo físico mais realista compreenderá as propriedades da massa, da rigidez e do amortecimento em termos das suas distribuições espaciais, ou seja, as matrizes de massa, de rigidez e de amortecimento. Estas matrizes são incorporadas num conjunto de equações diferenciais normais de movimento. O princípio da sobreposição de um sistema dinâmico linear permite transformar essas equações num problema típico de valores próprios, cuja solução faculta os dados modais do sistema [40], [42].

3.2. Análise modal experimental

A análise modal experimental é uma técnica experimental utilizada para obter o modelo modal de um sistema vibratório linear invariante no tempo. A base teórica da técnica é garantida ao ser estabelecida a relação entre a resposta de vibração num local e a excitação do mesmo ou de outro local como uma função da frequência de excitação. Esta relação é conhecida como função de resposta em frequência (FRF). Combinações de excitação e resposta em diferentes locais da estrutura levam a um conjunto de funções de resposta em frequência (FRFs), que pode ser representado por uma matriz de FRFs do sistema. A matriz é geralmente simétrica, refletindo a reciprocidade estrutural do sistema [40], [43].

A prática de testes modais envolve a medição de FRFs ou de respostas da estrutura. Técnicas de excitação moderna e desenvolvimentos recentes da teoria da análise modal permitem mecanismos de excitação mais complexos. A excitação pode ser de uma banda de frequências selecionada, sinusóide escalonada, ou ruído transitório, aleatório ou branco. Geralmente é medida por um transdutor de força no ponto de condução, enquanto a resposta é medida por acelerômetros entre outras sondas. Ambos os sinais de excitação e de resposta são transmitidos a um analisador, sendo este um instrumento responsável por calcular os dados da FRF [40].

Uma consideração prática da análise modal experimental é saber a quantidade de dados FRF que precisa de ser adquirida para ser possível obter o modelo modal do objeto testado adequadamente. Quando é feito um teste de martelo simples, é utilizado um local fixo de resposta enquanto se move alternadamente os pontos da força de excitação. Os dados FRF medidos constituem uma linha da matriz de FRF. Estes dados deveriam teoricamente ser suficientes para obter o modelo modal. Com dados suficientes, a análise numérica poderá derivar os parâmetros modais através de modos de ajuste de curva. Este processo é conhecido como análise modal experimental. Os parâmetros derivados formarão o modelo modal para a estrutura de teste. Estes podem ser extraídos mediante uma curva uma ou através de um conjunto de curvas da FRF [44].

A análise modal experimental envolve três fases constituintes: (1) preparação dos testes, (2) medição da resposta em frequência e (3) identificação dos parâmetros modais [40].

A preparação dos testes envolve a seleção do suporte da estrutura, a análise do tipo de forças de excitação e locais de excitação, a escolha do *hardware* para medição das forças e suas respostas; a determinação de um modelo estrutural geométrico que consista em pontos de resposta para serem medidos e ainda a identificação de mecanismos que possam originar medições imprecisas. Durante o teste, um conjunto de dados FRF é medido e armazenado para ser posteriormente analisado, com o intuito de identificar os parâmetros modais da estrutura em teste [40].

3.3. Aplicações da análise modal

Em última instância, tanto a análise modal teórica como a experimental chegam ao modelo modal de um sistema dinâmico. Em comparação com a função de resposta em frequência ou com a resposta de vibração, o modelo modal retrata as propriedades dinâmicas de um sistema. Consequentemente, as aplicações da análise modal estão fortemente relacionadas com a utilização do modelo modal derivado em *design* e com a análise e resolução de problemas [40], [45].

É importante referir as duas abordagens diferentes das quais o modelo modal é obtido: (1) análise modal teórica e (2) análise modal experimental. A análise modal teórica baseia-se na descrição das propriedades físicas de um sistema para derivar o modelo modal. Esta descrição inclui as matrizes de massa, rigidez e de amortecimento do sistema. é, portanto, um caminho a partir de dados espaciais para o modelo modal. A análise modal experimental obtém o modelo modal através da medição das funções de resposta em frequências ou pelos dados de vibração de resposta medidos. Como tal, é um caminho dos dados de vibração de resposta medidos para o modelo modal. Uma vez que o modelo modal é derivado um certo número de aplicações pode ser estimulado. Algumas aplicações de análise modal envolvem o uso direto dos dados modais medidos, enquanto outras utilizam estes dados para análises posteriores [40], [45].

3.4. Aplicações práticas

Nas últimas décadas, foram desenvolvidas inúmeras aplicações da análise modal relatado na literatura, que se encontram relatadas na literatura, abrangendo várias áreas de engenharia, ciência e tecnologia. As aplicações práticas da análise modal estão fortemente relacionadas com os avanços na tecnologia experimental. A maioria dos casos de aplicação prática relatados na literatura encontram-se relacionados com a engenharia aeronáutica, aeroespacial, automobilística, mecânica e civil, nas quais se enfatiza a combinação entre a análise modal experimental e a análise de elementos finitos. No caso específico da engenharia automobilística, esta combinação entre a análise modal experimental e analítica permitiu melhorar a conceção dos componentes automóveis e ainda a valorização das propriedades dinâmicas do veículo. Nesta área, a análise modal experimental desempenha um papel crucial no estudo do ruído do veículo e rigidez da vibração. Quanto às engenharias aeronáutica e aeroespacial, a dinâmica estrutural associada às estruturas de aeronaves e de naves espaciais foi um catalisador importante para o desenvolvimento da análise modal. Estas estruturas impõem exigências rigorosas no que respeita à integridade estrutural e ao comportamento dinâmico, que são acompanhadas por esforços no sentido de reduzir o peso. A análise modal experimental providenciou meios indispensáveis de verificação de um modelo matemático derivado através de modelação computacional. Os testes modais foram realizados nas mais variadas estruturas, desde a estrutura de uma aeronave a veículos aéreos não tripulados [40], [45], [46].

Em engenharia civil, a análise modal encontrou uma crescente aceitação. A preocupação existente relativamente ao comportamento dinâmico das estruturas de engenharia civil sob carregamento sísmico e de vento justifica a aplicação da análise modal. As estruturas de engenharia civil são geralmente de muito maior dimensão que as estruturas de mecânica ou de aeronáutica para as quais o teste modal foi originalmente desenvolvido. Existe um grande número de aplicações que se focam na previsão da resposta de uma construção civil à vibração ambiental ou a cargas exteriores. O esforço da previsão da resposta depende de um modelo matemático preciso, que pode ser derivado através da análise modal. Exemplos dessas aplicações consistem em edifícios de grandes dimensões e sistemas de fundação de uma barragem. Nas últimas duas décadas houve um crescimento acentuado do número de testes modais em pontes, de forma a complementar a tradicional inspeção visual da ponte e o teste estático. Os testes modais têm sido utilizados como uma técnica de ensaio não destrutiva eficaz para localizar rapidamente a presença de defeitos críticos. Esta técnica pode fornecer informações valiosas relativas à manutenção e à tomada de decisões orçamentais de pontes, entre outras estruturas. Os testes em pontes estão fortemente relacionados com a investigação da deteção de dano estrutural, recorrendo aos dados dos testes modais [40], [45].

3.5. Desenvolvimento histórico

A ideia principal da análise modal é a descrição de fenómenos complexos da dinâmica estrutural em modos de vibração naturais. Esta ideia é consideravelmente semelhante ao atomismo, no qual se tentam encontrar os elementos mais básicos para a variedade de substâncias diferentes, e ao conceito das séries de *Fourier*, que representam uma complexa forma de onda através da combinação de ondas de seno e cosseno simples. Neste sentido, a origem da análise modal pode ser bastante mais antiga do que se pensa. No entanto, existem dois cientistas de referência na história recente da ciência que possibilitaram a criação da análise modal: (1) *Isaac Newton*, que a partir da observação do espectro da luz solar, confirmou a presença de componentes de cor na sua composição e (2) *Jean-Baptiste Joseph Fourier*, que baseando-se no conhecimento matemático precedente, alegou que uma função periódica arbitrária com um intervalo finito pode ser sempre representada pela soma de funções harmónicas simples. A análise das séries e do espectro de *Fourier* estabeleceu uma base sólida para o desenvolvimento da análise modal [40], [47].

A análise modal teórica pode ser identificada com a equação de onda que descreve a dinâmica de uma corda vibrante. A partir da solução, pode-se determinar as suas frequências naturais, modos de vibração e as respostas forçadas. Esta etapa da análise modal, desenvolvida durante o século XIX, encontrava-se amplamente dependente da matemática para resolver equações diferenciais parciais, que descrevem diferentes estruturas dinâmicas contínuas. O conceito de discretização de um objeto e a introdução da análise da matriz foram o culminar da análise modal teórica desse século. A teoria foi desenvolvida de modo a que a análise estrutural

dinâmica de um sistema arbitrário pudesse ser realizada com o conhecimento da sua matriz de massa e de rigidez. Contudo, a teoria só pôde ser realizada depois do aparecimento do computador. Neste aspeto, a análise modal teórica (ou analítica) é semelhante à análise modal numérica [40].

O foco da análise modal experimental é a identificação do sistema. Como tal, o desenvolvimento desta análise deu-se em paralelo com o desenvolvimento na engenharia elétrica [43].

A invenção da transformada rápida de *Fourier* (FFT) por *J.W.Cooly* e *J.W. Tukey* em 1965 possibilitou finalmente a aplicação rápida e prevalente da técnica experimental na dinâmica de estruturas. Com a FFT, pôde-se por fim calcular as frequências de resposta de uma estrutura, através da medição de certos *inputs* e das respostas resultantes [48].

A teoria da análise modal ajudou a estabelecer a relação entre as funções de resposta em frequência medidas e os dados modais da amostra testada. O primeiro, e talvez mais importante método de análise modal experimental foi proposto por *C.C. Kennedy* e por *C.D Panco* em 1947, antes da FFT ter sido concebida. O seu método foi consideravelmente menosprezado até a FFT ter possibilitado o aparecimento da análise modal experimental. Desde essa data, vários métodos têm sido propostos e muitos têm sido informatizados, incluindo os que são no domínio do tempo, que se baseiam na vibração livre das estruturas em vez da sua frequência de resposta [47].

O desenvolvimento experimental também auxiliou o avanço da análise modal teórica. A análise modal analítica tradicional baseada no modelo de amortecimento proporcional expandiu-se para o modelo de amortecimento não proporcional. A teoria dos modos de vibração complexos foi desenvolvida. A análise modal evoluiu paralelamente com a teoria do controlo. Problemas inversos da dinâmica estrutural, tais como a identificação da força a partir das respostas medidas foram extensivamente analisados. Propriedades dinâmicas não-lineares foram estudadas experimentalmente [43].

Atualmente, a análise modal abrange muitos campos da engenharia e da ciência, incluindo engenharia automóvel e aeronáutica para bioengenharia, medicina e ciência. Análise modal numérica (elementos finitos) e experimental tornaram-se os dois pilares da dinâmica estrutural [40].

3.6. Técnicas de identificação modal

3.6.1. Conceitos e considerações gerais

Estas técnicas são particularmente importantes na interpretação de excitações de natureza desconhecida e encontram-se classificadas de acordo com o tipo de dados utilizados na identificação pretendida em (1) identificação modal no domínio do tempo e (2) identificação modal no domínio da frequência [49].

Identificação modal no domínio do tempo

Os métodos de identificação modal no domínio do tempo são fundamentados na adequação dos modelos às séries temporais de resposta ou às funções de correlação, estando consequentemente segmentados em métodos de uma e de duas fases, respetivamente.

Nos métodos de uma fase é feita, em primeiro lugar, a adequação do modelo às séries temporais, enquanto nos métodos de duas fases obtém-se, numa primeira fase, uma estimativa das funções de correlação de resposta e, posteriormente, uma adequação dos modelos às funções de correlação, com o propósito de identificar as propriedades dinâmicas dos sistemas estruturais.

Estes métodos têm origem na formulação no espaço de estados, em que existe a necessidade de inserir a denominada equação da observação. O desenvolvimento destes métodos é feito através deste par de equações, com a finalidade de obter uma matriz de estado, através da qual são identificados os parâmetros modais das estruturas [50].

Identificação modal no domínio da frequência

Esta técnica baseia-se no pressuposto que uma história de acelerações, velocidades ou deslocamentos medida num dado ponto da estrutura, sob um qualquer tipo de excitação, se decompõe em ondas sinusoidais pela técnica de *Fourier*, o que permite identificar as frequências dos principais modos de vibração como as frequências das ondas de maior amplitude que decompõem essa história [51].

Esta técnica, também conhecida por análise espectral das histórias observadas, quando aplicada a diversos registos medidos sincronizadamente em vários pontos de uma estrutura, possibilita também a determinação das configurações dos principais modos de vibração de um modo simples e direto. A partir desta constatação física foram desenvolvidas distintas formulações matemáticas para a identificação modal estocástica de estruturas no domínio da frequência. Estas formulações baseiam-se geralmente na avaliação das funções de densidade espectral de potência da resposta, sendo esta medida experimentalmente [50].

Para a obtenção das referidas funções é necessário o conhecimento de distintas noções de processamento digital e análise espectral de sinais, sendo estas amplamente discutidas por *Bendat* [52],[53]. É ainda importante salientar que a obtenção das referidas funções é conseguida

através da utilização das Transformadas Discretas de *Fourier* (DFT), cuja implementação computacional foi possível devido ao algoritmo da FFT [54].

Com recurso à matriz das funções de densidade espectral de potência da resposta foram desenvolvidas diversas técnicas de identificação no domínio da frequência, sendo que as mais usualmente aceites são o método básico no domínio da frequência (BFD), o método de decomposição no domínio da frequência (FDD), na sua variante de obtenção de estimativas de frequências e modos de vibração (FDD) ou na sua variante de obtenção também de coeficientes de amortecimento (EFDD), conhecido como o método melhorado de decomposição no domínio da frequência [50].

Funções de densidade espectral de potência da resposta

As funções de densidade espectral de potência são normalmente organizadas na matriz das funções de densidade espectral de potência da resposta (DEP). Esta contém na sua diagonal principal os autoespectros da resposta medida nos vários graus de liberdade instrumentados e fora da sua diagonal principal os espectros cruzados, cuja função é relacionar a resposta medida entre os diferentes graus de liberdade instrumentados [51].

No caso da medição da resposta ser efetuada simultaneamente, em todos os pontos instrumentados, a matriz DEP da resposta será quadrada, sendo a sua dimensão igual ao número de sensores. Em muitas aplicações, para se caracterizar corretamente o comportamento dinâmico da estrutura, é teoricamente necessário instrumentar um elevado número de graus de liberdade, o que se reflete num elevado número de sensores, algo que na prática muitas vezes não é possível. Nestas situações é usual realizar o ensaio em várias fases (*setup*), nas quais as medições da resposta da estrutura são efetuadas de um modo sequencial, recorrendo a diferentes disposições de sensores [51]. Quando se usa este modo de ensaio é necessário garantir que existe relação entre as medições efetuadas nas diferentes fases. Como tal, alguns graus de liberdade têm de ser medidos em todas as fases (graus de liberdade de referência) [50].

Considerando as noções de autoespectro e de espectro cruzado, bem como a sua aplicação a séries temporais, pode-se organizar a matriz das funções DEP da resposta pela seguinte expressão:

$$S_{ij}(\omega_m) = \frac{X_i^*(\omega_m) X_j(\omega_m)}{T}, \quad i, j = 1, 2, \dots, NPI \quad e \quad m = 0, 1, 2, \dots, N - 1 \quad (3.1)$$

Tendo em conta que as séries temporais observadas têm uma duração finita e que apenas se medem os seus valores em instantes temporais com afastamento de Δt , uma vez que o sinal adquirido está discretizado, só se consegue obter estimativas dos espectros, que são obtidas através do produto do conjugado da transformada discreta de Fourier $X_i^*(\omega_m)$, no grau de liberdade instrumentado i , com a transformada discreta de Fourier $X_j(\omega_m)$, no grau de

liberdade instrumentado j , no qual $T=N \Delta t$, sendo N a totalidade do número de pontos adquiridos por amostra e NPI o número total de pontos instrumentados [50].

Pela aplicação direta da expressão (3.1), verifica-se que a estimativa espectral resultante possui uma variância elevada, fundamentalmente pelo facto do seu cálculo se basear numa única série temporal discretizada com duração finita. Para reduzir essa variância é comum dividir-se a série temporal em secções mais curtas e adotar alguma sobreposição (*overlapping*) entre elas, para que sejam efetuadas mais médias. No entanto, o facto de serem consideradas secções mais curtas originará um agravamento dos erros por escorregamento (*leakage*), razão pela qual é habitual aplicar, a estas secções, janelas de dados, W_k , sendo que a estimativa espectral pode ser escrita na seguinte forma

$$\tilde{S}_{ij}(\omega_m) = \frac{1}{n_d} \sum_{k=1}^{n_d} \left[\frac{X_i^*(\omega_m) X_j(\omega_m)}{T_d \sum_{k=0}^{N-1} |W_k|^2} \right]_k, \quad i, j = 1, 2, \dots, NPI \text{ e } m = 0, 1, 2, \dots, N - 1 \quad (3.2)$$

em que n_d corresponde ao número total de secções utilizadas e T_d ao comprimento associado a cada secção. Desta forma, obtêm-se estimativas das funções DEP da resposta alisadas (*smoothed*) [50].

Embora seja muito comum a utilização de janelas de dados *Hanning* associadas a uma sobreposição de secções de $\frac{1}{2}$, para alguns autores, a aplicação sobreposição de secções de $\frac{2}{3}$, é a que otimiza o aproveitamento da informação contida nas séries temporais [51],[53] Este procedimento, conhecido como procedimento de *Welch*, é utilizado para: (1) estimação das funções de densidade espectral com base em séries temporais divididas em secções; (2) aplicação de uma janela de dados a cada secção; (3) cálculo da FFT de cada secção e (4) realização de médias.[55]. Este e outros métodos para estimar as funções de densidade espectral, foram descritos por *Bendat* e colaboradores em estudos de 1993 e 2000 [52],[53].

Resta ainda mencionar que, considerando as propriedades de simetria e anti-simetria das funções de densidade espectral e uma vez que é mais cómodo trabalhar apenas com frequências positivas [56], é habitual representar só a parte positiva das estimativas das funções de densidade espectral, à qual está geralmente associada a letra G , *one-sided spectral density functions* [53].

3.6.2. Técnicas de identificação modal no domínio da frequência

3.6.2.1. Método básico no domínio da frequência (BFD)

Este método (BFD – *Basic Frequency Domain*), também conhecido por método da seleção de picos, sendo pioneiro na área da identificação modal estocástica, é a técnica mais usualmente utilizada em engenharia civil. Utiliza a transformada discreta de *Fourier* para o processamento de sinais, mediante o algoritmo da FFT (*Fast Fourier Transform*). Este método identifica os modos operacionais de deformação, uma combinação de todos os modos de vibração e não propriamente os modos de vibração [49].

Na sua primeira aplicação apresentou-se um processo para avaliação dos períodos naturais de vibração (frequências naturais) de um edifício de 19 pisos, feita através da análise dos autoespectros de registos de velocidade adquiridos por ensaios de vibração ambiental. Foi inclusivamente estimada a configuração do primeiro modo de translação numa das direções [57].

Embora em *Bendat* (1993) [52] e (2000) [53] sejam apresentados os fundamentos teóricos desta técnica, deve-se a *Felber* (1993) [58] a sistematização dos processos que culminaram com a automatização do método, a qual originou um programa que efetua a análise espectral e possibilita a visualização gráfica das configurações modais identificadas[50].

Noções gerais do BFD

A aplicação do BFD assenta no pressuposto que as ações ambientais constituem um processo estocástico gaussiano de ruído branco com média nula. Considerando estas exigências, as funções de densidade espectral da resposta, vão exibir uma concentração energética exposta sob a forma de picos, nas suas frequências naturais de vibração. No caso específico de estruturas que tenham modos de vibração cujos valores correspondentes das frequências sejam consideravelmente distantes, a sua resposta é maioritariamente condicionada pela contribuição dos modos ressonantes. Esta hipótese fundamenta os designados métodos de 1 GDL, pelo que, se a sua validade for assumida, é possível simular o comportamento dinâmico de uma estrutura na vizinhança das suas frequências naturais a partir de osciladores de 1 GDL, com base na frequência ω_m e no coeficiente de amortecimento modal ξ_m , do modo natural [51].

Como tal, as frequências de ressonância ω_m são representadas pelas frequências associadas aos picos nas funções DEP. As configurações modais ϕ_m dependem da relação entre as funções DEP e têm por base um determinado grau de liberdade. Os coeficientes de amortecimento modal ξ_m , são por sua vez, obtidos a partir da largura dos picos de ressonância das mesmas funções DEP [50].

Identificação de frequências naturais

A caracterização experimental do comportamento dinâmico de uma estrutura exige a medição da sua resposta, em diversos graus de liberdade. Como tal, para se conseguir identificar todas as frequências naturais de uma estrutura é necessário analisar mais do que um espectro de potência, dado que o grau de liberdade escolhido, associado à análise isolada do espectro, pode coincidir com o nodo de um ou mais modos de vibração, o que pode inviabilizar a identificação das correspondentes frequências [50]. É portanto necessário fazer a análise espectral da totalidade dos autoespectros e espectros cruzados adquiridos. Uma vez que a complexidade desta tarefa está diretamente relacionada com o número de graus de liberdade instrumentados, toda a informação obtida deve ser compactada mediante a utilização dos espectros normalizados médios – ANPSD [58]. Estes espectros são definidos a partir dos autoespectros registados, da seguinte forma:

- 1) Normalização dos autoespectros (NPSD), dividindo as estimativas dos autoespectros $\tilde{S}_{ii}(\omega_m)$ pela soma das suas N ordenadas

$$NPSD_i(\omega_m) = \frac{\tilde{S}_{ii}(\omega_m)}{\sum_{m=ii}^N \tilde{S}_{ii}(\omega_m)} \quad (3.3)$$

- 2) Cálculo da média dos autoespectros normalizados (ANPSD), correspondentes a todos os pontos instrumentados

$$ANPSD(\omega_m) = \frac{1}{n_{GL}} \sum_{i=1}^{n_{GL}} NPSD_i(\omega_m) \quad (3.4)$$

Na equação acima, n_{GL} representa o número de graus de liberdade.

A determinação do ANPSD é um modo hábil de resumir a informação dos diversos autoespectros, calculados através dos registos obtidos nos diferentes graus de liberdade. Dado que o ANPSD consiste na média de todos os autoespectros, este evidencia os picos de ressonância que se encontram em todos os autoespectros, atenuando os picos que apenas se encontram num autoespectro.

Este processo simplifica a tarefa de identificação das frequências de ressonância, uma vez que se torna necessário analisar somente os picos contidos no ANPSD, devendo estes corresponder a modos globais de vibração da estrutura. No entanto, esta afirmação pode ser falível pelo que é necessário confirmá-la através do cálculo das funções de coerência entre registos de resposta, obtidos nos diferentes pontos instrumentados e as configurações modais a essas frequências correspondentes[50].

Identificação das configurações modais

Para avaliar as configurações modais, toma-se como referência um dos pontos instrumentados. A escolha deste ponto deva ser rigorosa, de modo a evitar a seleção de um ponto que esteja localizado num nodo da forma dos modos de vibração. Posteriormente, divide-se todos os elementos de uma coluna da matriz das funções DEP pelo elemento tomado como referência, para todo o intervalo $[0, f_N]$. A função que se obtém, com a operação anterior, é designada de função de transferência $T_{j,ref}$, ou função de resposta em frequência de transmissibilidade, entre um qualquer ponto j da coluna escolhida e o ponto de referência, sendo dada pela seguinte expressão:

$$T_{j,ref} = \frac{\tilde{S}_{j,ref}(\omega_m)}{\tilde{S}_{ref,ref}(\omega_m)} \quad (3.5)$$

Uma vez que as configurações modais se obtêm da relação entre as respostas examinadas em distintos graus de liberdade das estruturas, é normal que os modos associados a estas configurações modais sejam designados como modos de vibração operacionais, uma vez que não resultam de um ajuste de um modelo matemático que represente o comportamento dinâmico da estrutura [51]. Consequentemente, os modos de vibração obtidos não coincidem exatamente com os modos de vibração teóricos. Estes representam a configuração da estrutura quando excitada por um harmónico puro. No caso de existirem modos de vibração com frequências de ressonância próximas, os seus modos de deformação operacionais que sejam identificados na vizinhança dessas frequências serão o resultado de uma combinação dos respetivos modos de vibração.

É importante compreender que, dado que os espectros cruzados são funções complexas, o quociente de qualquer elemento de uma qualquer coluna com os restantes elementos serão sempre funções complexas. Caso sejam expeáveis apenas modos reais, a amplitude de uma dada frequência é dada pela amplitude do modo de vibração enquanto a fase é 0° ou 180° . A fase é o ângulo cuja função é indicar o sentido a dar às amplitudes quando se avalia as configurações modais. Exemplificando com os valores anteriormente mencionados, a amplitude tem sentido igual ao da referência quando o ângulo de fase é nulo e tem o sentido oposto ao da referência quando o ângulo é de 180° , sendo que neste caso encontra-se fora de fase [50].

Estimativas dos coeficientes de amortecimento modais

Embora existam métodos que levam à obtenção de estimativas dos coeficientes de amortecimento modais a partir dos autoespectros, como o método da meia potência, [59],[60], alguns autores preferem a utilização do método do ajuste de um espectro analítico, correspondente à resposta em aceleração de um sistema de um grau de liberdade [61],[62],[63],[51]. A metodologia do método da meia potência, quando aplicado ao ANPSD,

baseia-se na seleção de três pontos, correspondendo o primeiro ao pico de ressonância associado a cada modo de vibração e o segundo e terceiro a pontos cuja ordenada espectral é igual a metade do valor máximo identificado na frequência de ressonância ω_n , estando um à esquerda ω_1 e outro à direita ω_2 . Destes valores é possível obter uma estimativa do coeficiente de amortecimento do modo de vibração n , dada por:

$$\xi_n = \frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_2 + \omega_1} = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2 \omega_n} \rightarrow \xi_n = \frac{f_2 - f_1}{2 f_n} \quad (3.6)$$

Este método produz, geralmente, estimativas sobreavaliadas devido ao efeito de escorregamento (“leakage”) associado à resolução finita em frequência dos espectros.

3.6.2.2. Métodos de decomposição no domínio da frequência (FDD)

O método de decomposição no domínio da frequência (FDD – *Frequency Domain Decomposition*), à semelhança do método básico (BFD), é desenvolvido através de estimativas das funções de densidade espectral de potência da resposta estrutural. Este método, na sua versão base, apenas possibilita a identificação das frequências naturais e a avaliação das configurações modais associadas às frequências identificadas [50].

O método FDD, sendo uma extensão do BFD, consegue resolver uma das suas duas principais limitações: a identificação de modos com frequências próximas [51]

No contexto da identificação modal, *Prevosto* utilizou pela primeira vez em 1882 alguns dos conceitos fundamentais deste método [64]. Estes conceitos foram posteriormente utilizados por *Shih* [65], num contexto de análise modal experimental com controlo e medição das forças de excitação, sob a designação de CMIF – *Complex Mode Identification Function*, que *Peeters* usou para descrever o método FDD. No entanto, a designação FDD, atualmente utilizada, surgiu do trabalho desenvolvido por *Brincker* [66], onde o método é apresentado de um modo mais sistematizado.

Apresentando princípios teóricos idênticos aos do método BFD, este método baseia-se na simples seleção dos picos de ressonância contidos num espectro e caracteriza-se pela fácil utilização e execução rápida, uma vez que se utiliza conceitos de dinâmica relativamente simples. No entanto, ao passo que o BFD se baseia em espectros médios, o FDD recorre a espectros obtidos dos valores singulares das matrizes de autoespectros e espectros cruzados.

Para obter bons resultados com este método, devem estar reunidos os seguintes pressupostos: 1) a excitação deverá ter as características de um ruído branco; 2) o amortecimento da estrutura deverá ser baixo; 3) os modos de vibração com frequências próximas deverão ser ortogonais. Caso contrário, os resultados obtidos serão apenas aproximados, ainda assim melhores do que os alcançados com o método BFD [50].

Esta análise consiste nas seguintes fases [49]:

1. Avaliação das funções de densidade espectral (DEP) da resposta;
2. Decomposição em valores singulares SVD da matriz das funções DEP
3. Análise dos espectros de valores singulares para seleção dos picos de ressonância correspondentes aos modos de vibração;
4. Avaliação das configurações modais segundo os graus de liberdade observados, através dos vetores singulares.

A decomposição em valores singulares (SVD – *Singular Value Decomposition*) é uma ferramenta matemática que pode ser considerada uma extensão da decomposição em valores e vetores próprios, na qual uma dada matriz pode ser decomposta no produto de outras três, como se pode observar na equação seguinte:

$$\underline{A} = \underline{U} \underline{\Sigma} \underline{V}^T, \quad \underline{\Sigma} = \begin{bmatrix} \underline{S} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{0} \end{bmatrix} \rightarrow \underline{A} = \underline{U} \underline{S} \underline{V}^T \quad (3.7)$$

Neste caso específico, o algoritmo diagonaliza a matriz DEP da resposta em aceleração, decompondo-a nas formas dos modos de vibração que, em cada frequência, influenciam significativamente a resposta de uma estrutura.

A matriz \underline{S} é uma matriz quadrada diagonal, que apresenta os valores singulares de \underline{A} em ordem decrescente. Já as matrizes \underline{U} e \underline{V} são matrizes unitárias que têm os vetores singulares à esquerda e à direita, respetivamente.

Quando a matriz \underline{A} é real e simétrica ou complexa e hermitiana, os valores singulares coincidem com os valores próprios e as matrizes \underline{U} e \underline{V} , que passam a ser coincidentes, contêm os vetores próprios. Deste modo, o problema de determinação de valores e vetores próprios pode ser visto como um caso particular de aplicação desta técnica mais genérica, a qual pode ser aplicada a matrizes retangulares [50].

Esta ferramenta matemática e algumas das suas aplicações são descritas num anexo do livro de *Juang* [67] podendo ser encontrada uma descrição mais detalhada no estudo de *Klema e Laub* [68].

$$G(\omega_m) = U_m S_m U_m^H \quad (3.8)$$

Na diagonal da matriz S_m estão armazenados, por ordem decrescente, os valores singulares da matriz das funções de DEP. O primeiro valor singular contém para cada frequência, a ordenada do autoespectro do oscilador de 1 grau de liberdade relativo ao modo de vibração dominante na vizinhança do pico. Caso existam modos de vibração com frequências próximas, então a SVD da matriz das funções de densidade espectral apresenta, na vizinhança

dessas frequências, tantos valores singulares como valores significativos (picos), quantos os modos nessa situação, de forma a permitir assim o seu reconhecimento [50].

A matriz U_m , contém na 1ª coluna, para cada valor de frequência, a configuração do modo dominante. Quanto às configurações dos restantes modos, caso estas sejam mutuamente ortogonais e também ortogonais em relação ao primeiro aparecerão nas restantes colunas desta matriz. Caso existam modos com frequências próximas, a configuração do modo dominante é avaliada através da 1ª coluna da matriz U_m , correspondendo às respetivas frequências de ressonância. As outras configurações modais são avaliadas com base nas colunas (vetores singulares), correspondentes aos valores singulares que apresentem picos, em correspondência com a abcissa em que o valor singular apresenta o seu máximo local [50].

Para se efetuar comparações entre vetores singulares recorre-se ao coeficiente MAC (*Modal Assurance Criterion*), sendo utilizado para estimar as funções de densidade espectral associadas a cada modo de vibração, pela medição da correlação entre duas configurações modais analíticas e/ou experimentais [69] dada pela seguinte expressão:

$$MAC_{i,j} = \frac{|\phi_i^T \phi_j|^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\phi_j^T \phi_j)} \quad (3.9)$$

Em que ϕ_i e ϕ_j , são dois vetores coluna que apresentam as configurações modais a ser comparadas.

Este coeficiente pode variar entre 0 e 1. Os elementos da diagonal principal dessa matriz devem apresentar valores próximos de 1 (>0,8) para que se considere que existe uma boa correlação entre as componentes modais analíticas e/ou experimentais. Por outro lado, valores próximos de 0 indicam que a correlação é muito baixa [49].

Capítulo 4

4. Caso de Estudo: Caracterização e Identificação Modal

4.1. Caracterização do Caso de Estudo

A obra analisada no presente estudo consiste num viaduto ferroviário de grande extensão, que foi integrado no Projeto de Modernização da Linha Ferroviária do Norte – Troço 1.4, e que se localiza entre o Pk58+286 e o Pk59+597, perto da povoação de Santana do Cartaxo, concelho do Cartaxo, distrito de Santarém (Figura 4.1).

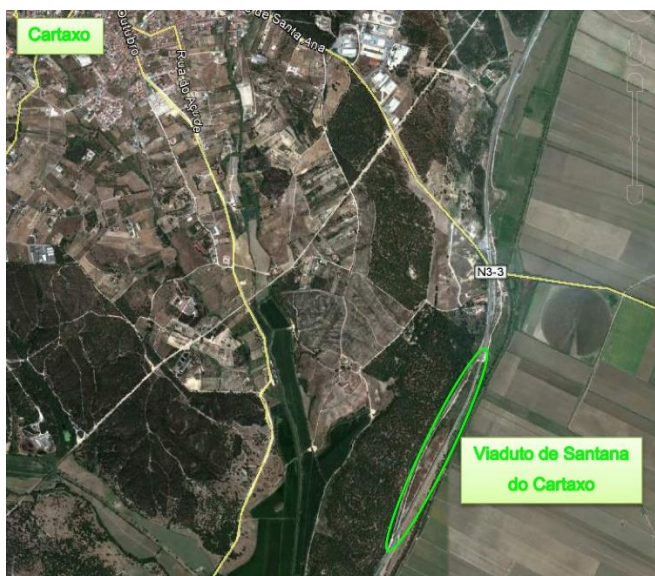


Figura 4.1 - Viaduto Santana do Cartaxo [70]

O viaduto de Santana do Cartaxo (Figura 4.2 à 4.4) é constituído por oito módulos independentes, tendo o módulo extremo do lado de Setil 80 metros de comprimento e os restantes sete módulos 170 metros cada. Nos pilares de transição a distância entre os eixos dos apoios é de 6,00 metros, pelo que o viaduto possui um comprimento total de 1312 metros entre eixos dos encontros [71].



Figura 4.2 - Vista Norte do Viaduto



Figura 4.3 - Vista Inferior do Viaduto



Figura 4.4 - Vista do Viaduto a partir do Encontro Norte

Os módulos de 170 metros possuem seis tramos, tendo os extremos 25 metros e os intermédios 30 metros. O módulo de 80 metros apresenta três tramos, tendo também os extremos 25 metros e o central 30 metros.

O viaduto exibe um eixo reto, em planta, sensivelmente nos cinco módulos mais próximos de Setil, e um eixo curvo, com raio máximo de 1750 metros, nos restantes três módulos (Figura 4.5).

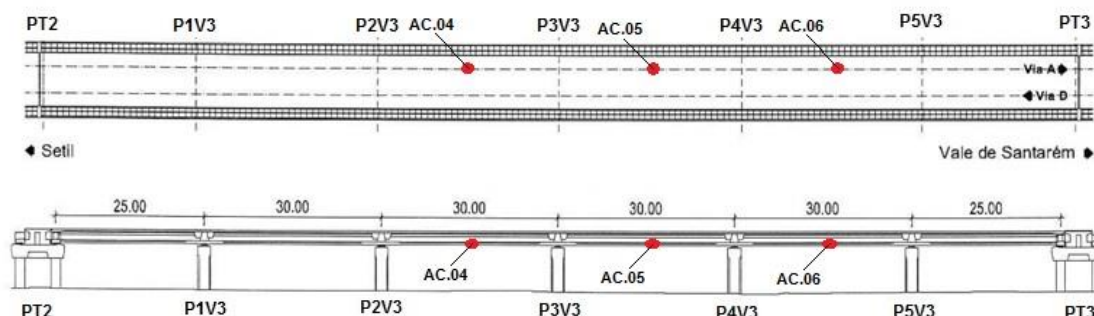


Figura 4.5 – Planta e Corte Longitudinal do módulo V3 [71]

Relativamente ao traçado em perfil, o viaduto desenvolve-se a uma cota constante na sua quase totalidade, subindo apenas 30 centímetros nos quatro tramos mais próximos de Setil.

O tabuleiro é constituído por uma viga com secção transversal em caixão com 2,30 metros de altura e 12,30 metros de largura (Figura 4.6). A laje superior prolonga-se, para ambos os lados do caixão, por meio de duas consolas com 2,9 metros de comprimento. Estas consolas têm 50 centímetros de espessura junto ao encastramento e 25 centímetros nas extremidades. As almas são inclinadas e têm 55 centímetros de espessura. A laje superior tem 32 centímetros de espessura junto ao eixo e a sua superfície superior apresenta um caimento com 2% para efeitos de drenagem. A laje inferior varia entre 45 centímetros de espessura nas zonas sobre os apoios e 25 centímetros na quase totalidade dos vãos [71].

O tabuleiro é pré-esforçado longitudinalmente com oito cabos aderentes de dezanove cordões de 15,2 milímetros cada. Dois destes cabos cruzam-se sobre os apoios intermédios, pelo que nesses locais existem cinco cabos por alma.

Existem dispositivos que permitem o eventual reforço da estrutura com quatro cabos de dezanove cordões de 15,2 milímetros.

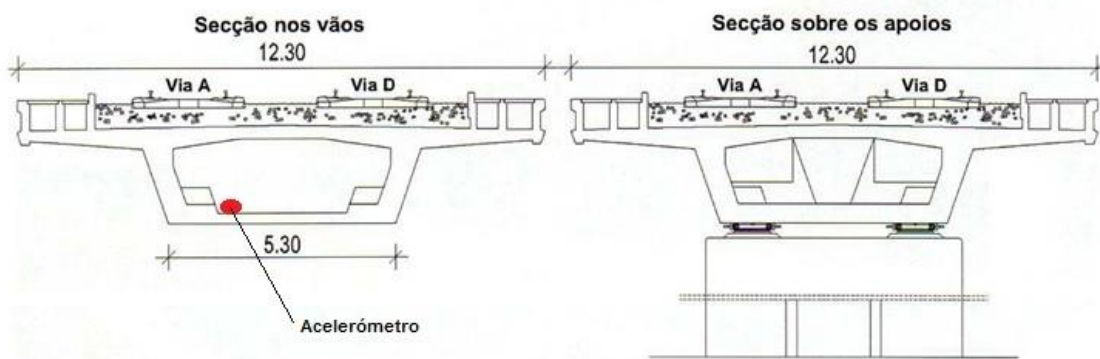


Figura 4.6 – Secção transversal do tabuleiro [71]

Os encontros são do tipo cofre e encontram-se fundados em oito estacas com 1,20 metros de diâmetro (Figura 4.7).



Figura 4.7 - Encontro Sul



Figura 4.8 – Pilar intermédio

Os pilares intermédios têm uma secção transversal em “I”, com faces laterais semicirculares, e inscrevem-se num retângulo com 2,20 m x 6,00 m. As extremidades desse “I” envolvem o prolongamento das duas estacas, que possuem 1,50 metros de diâmetro (Figura 4.8).

Os pilares de transição são do tipo pilar-estaca e são constituídos por seis estacas com 1,50 metros de diâmetro, sobre as quais se apoia uma laje de 2,25 metros de espessura (Figura 4.9).

Neste viaduto existem aparelhos de apoio fixos e aparelhos de apoio móveis. Os aparelhos de apoio fixo são do tipo panela, com fusível viscoelástico e dissipador elastoplástico (PND). Este tipo de aparelhos encontra-se montado nos pilares intermédios do módulo, com 80 metros de comprimento, e ainda nos três alinhamentos centrais dos módulos, com 170 metros. Os aparelhos de apoio móveis são do tipo panela, unidirecionais, com fusível viscoelástico e dissipador elastoplástico (PNUD). Estes aparelhos encontram-se instalados no primeiro e último alinhamento de pilares intermédios dos módulos com 170 metros. Nos apoios de extremidade (encontros e pilares de transição) recorre-se a aparelhos de neoprene em panela unidirecionais tradicionais (PNU) (Figura 4.10) [71].



Figura 4.9 – Pilar de transição



Figura 4.10 – Aparelho de Apoio Móvel [64]

As juntas de dilatação do viaduto são constituídas por um sistema de chapas deslizantes justapostas. As chapas metálicas são de aço inoxidável, sendo o bordo móvel da chapa superior biselado para facilitar a inserção sob o balastro. Existem também bandas de Politetrafluoretileno (PTFE) para reduzir o atrito entre chapas.

Relativamente aos materiais utilizados, o projeto preconizou a utilização de aço A500 NR para as armaduras ordinárias e aço de baixa relaxação para as armaduras de pré-esforço. No que diz respeito ao betão, foi indicada a utilização da classe C30/37 para pilares, encontros, maciços de fundação, estacas e vigas de bordadura e da classe C45/55 para o tabuleiro [71].

4.2. Sistema de monitorização

Com o sistema de monitorização do Viaduto de Santana do Cartaxo pretende-se efetuar a deteção precoce de alterações no comportamento da estrutura que possam indiciar, não só anomalias de funcionamento em elementos estruturais, mas também a degradação das propriedades mecânicas dos materiais e equipamentos utilizados. Com a deteção atempada de anomalias torna-se possível prevenir acidentes e intervir na fase inicial da ocorrência de deficiências, com a conseqüente redução dos custos inerentes aos trabalhos de reparação. Os ensaios dinâmicos já realizados pelo LNEC, nos módulos V3 (reto) e V7 (curvo), permitem estabelecer referências para analisar a evolução das características dinâmicas da estrutura. Este sistema de monitorização permite efetuar a análise comparativa da evolução, ao longo do tempo, do comportamento dinâmico dos sete maiores módulos do viaduto e de todas as juntas de dilatação, sendo efetuadas medições de acelerações, deslocamentos horizontais e temperaturas (Figura 4.11) [72]. No entanto, na presente dissertação apenas é alvo de estudo o módulo V3, no qual as acelerações verticais medidas, nos acelerómetros AC.04, AC.05 e AC.06 (Figura 4.11), são determinantes para todo o trabalho.

Os transdutores instalados encontram-se ligados a subsistemas de aquisição, da *Gantner Instruments®*, controlados por um computador instalado em obra (Figura 4.12). Este computador encontra-se, por sua vez, ligado a um servidor externo, por meio de um Router HSDPA (Figura 4.13), utilizando uma das operadoras nacionais de comunicações celulares. O servidor externo poderá ser acedido, quer a partir do LNEC, quer a partir da REFER.

A comunicação entre subsistemas de aquisição e o computador é efetuada utilizando uma rede RS485, em cabo de cobre.

Os equipamentos utilizados no sistema de monitorização são os seguintes [72]

- Acelerómetros uniaxiais do tipo servo-controlado para medição das acelerações verticais do tabuleiro;
- Transdutores de deslocamentos magnetostritivos para medição dos movimentos das juntas de dilatação;
- Termómetros elétricos de resistência para medição da temperatura do tabuleiro;
- Computador para controlo do sistema de aquisição;
- Subsistemas de aquisição (*data loggers*) para efetuar a medição dos transdutores instalados;
- *Router* para acesso remoto ao computador da obra;
- Fontes de alimentação e condicionadores;
- Cabos elétricos para alimentação, ou transmissão de sinal.

Este equipamento encontra-se instalado em caixas e armários para proteção.

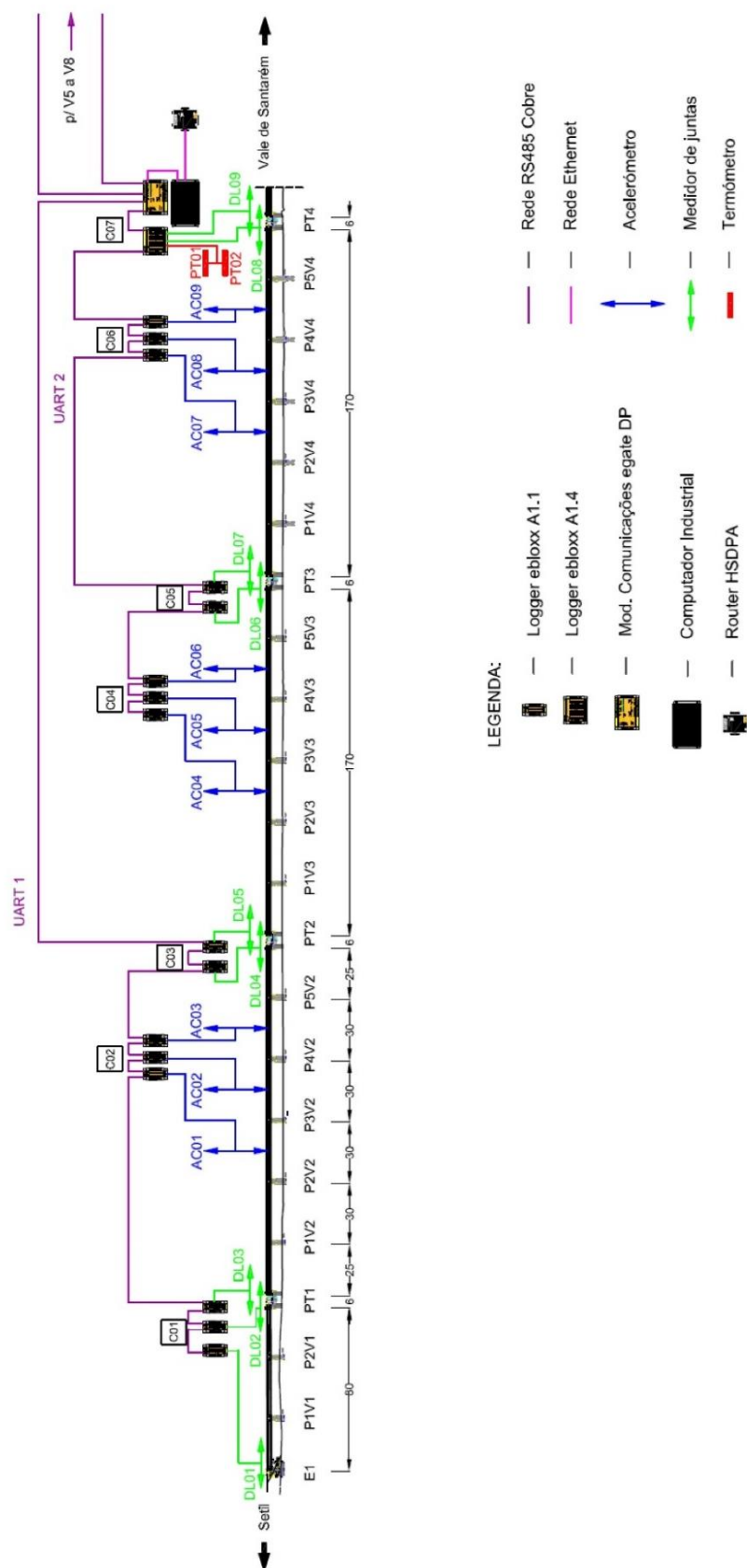


Figura 4.11 – Sistema de Monitorização: Módulos V1 a V4 [72]



Figura 4.12 – Caixa com computador e subsistemas de aquisição [72]



Figura 4.13 – Router para ligação à Internet [72]

4.2.1.1. Monitorização das acelerações

A medição de acelerações é efetuada por meio de acelerómetros uniaxiais do tipo servo-controlado, com resposta dinâmica entre 0 Hz e 200 Hz e uma gama dinâmica de 145dB. O seu campo de medida foi ajustado para $\pm 0,25$ g [72].



Figura 4.14 – Caixa de proteção do acelerómetro instalado na obra [72]



Figura 4.15 – Acelerómetro instalado na obra [72]

4.2.1.2. Configuração do sistema de Monitorização

O sistema de monitorização do Viaduto de Santana do Cartaxo possui vinte e um acelerómetros uniaxiais do tipo servo-controlado, dezasseis transdutores de deslocamentos magnetostritivos e dois termómetros eléctricos de resistência, que se encontram ligados a subsistemas de aquisição (*data loggers*) da marca *Gantner Instruments*®, do modelo *e.blox* [72].

4.3. Identificação Modal

As técnicas de identificação modal descrita no capítulo 3 foram aplicadas a um conjunto de cem ficheiros de acelerações verticais provocadas pela passagem de cem comboios e medidas no módulo V3 do viaduto de Santana do Cartaxo pelos acelerómetros AC.04, AC.05 e AC.06 do sistema de monitorização montado *in situ*, recorrendo ao programa RStudio™, por forma a identificar a gama de frequências onde seria expectável serem encontrados modos de vibração. Cada ficheiro é composto por valores de aceleração dos três acelerómetros existentes no módulo ao longo de um intervalo temporal. A vibração existente neste intervalo temporal divide-se em três fases: (1) vibração forçada (vibração criada no preciso momento de passagem do comboio), (2) vibração livre (vibração imediatamente a seguir à passagem do comboio) e (3) vibração ambiental (vibração que sucede à vibração livre).

Para cada um dos cem ficheiros a metodologia foi a mesma. Numa primeira fase importaram-se os ficheiros para o programa RStudio™ e definiu-se como *inputs* os seguintes parâmetros, relativos aos dados da amostra: frequência de amostragem de 50Hz e resolução em frequência de 0,008 Hz. Uma vez que nesta técnica se pretende extrair as frequências naturais do sistema, as vibrações a analisar são a livre e a ambiental, razão pela qual foram removidos os dados associados à vibração forçada através da aplicação de um algoritmo. Este algoritmo identifica as posições dos extremos máximos e mínimos das séries temporais de acelerações e compara-os com o valor de corte de $0,025\text{m/s}^2$ assumido como limite máximo para as acelerações. Caso sejam superiores ao valor pré-definido de corte são eliminados das séries temporais.

As acelerações verticais resultantes da vibração causada pela passagem do comboio 10 (vibração forçada, vibração livre e vibração ambiental) podem ser observadas na Figura 4.16 e as acelerações verticais obtidas somente das vibrações livre e ambiental na Figura 4.17.

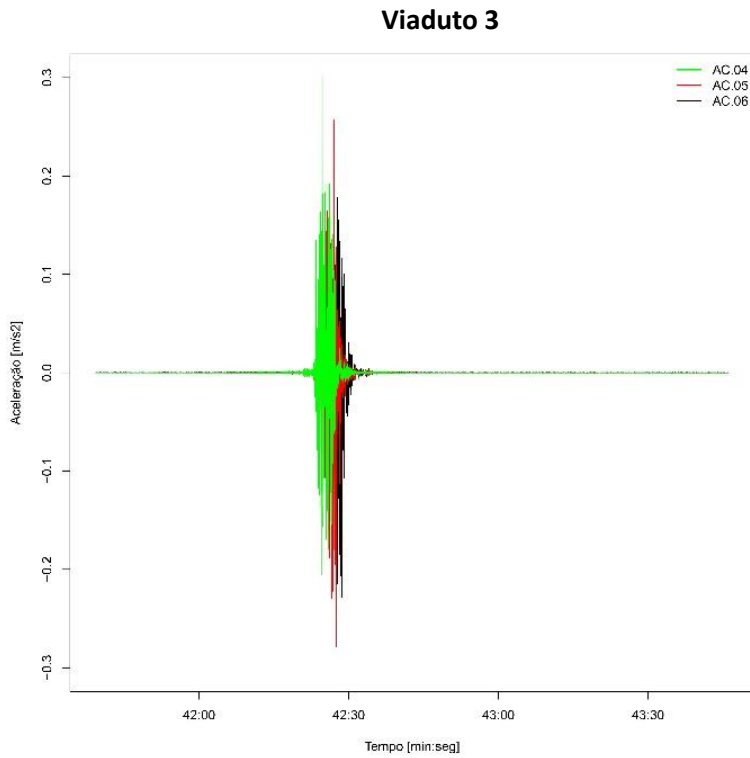


Figura 4.16 - Variação das acelerações do Comboio 10 ao longo do tempo sem corte

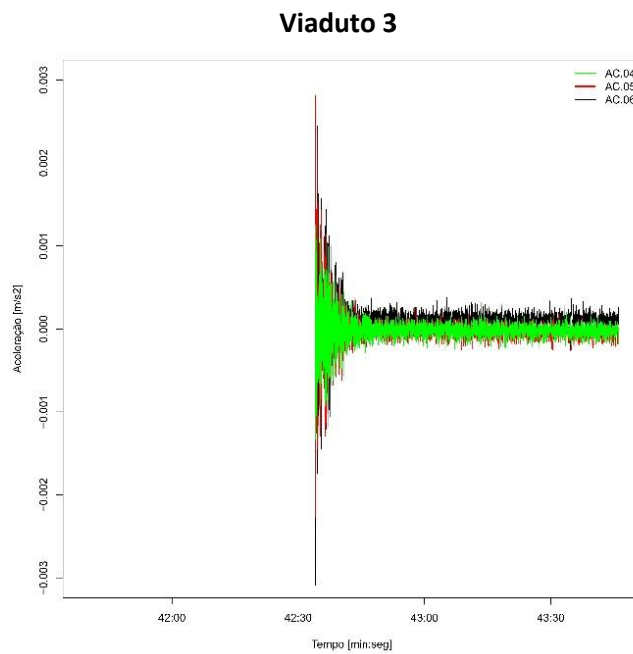


Figura 4.17 - Variação das acelerações do Comboio 10 ao longo do tempo com corte

Em seguida procedeu-se ao tratamento de dados. Inicialmente os dados foram centralizados e a estes foram removidas tendências através de uma regressão linear que estabelece a relação entre os valores das acelerações e o índice de tempo de cada sinal. Seguidamente aplicou-se a função ts de forma a transformar as séries dos dados em séries

temporais. A série temporal relativa à passagem do comboio 10 pode ser observada na Figura 4.18:

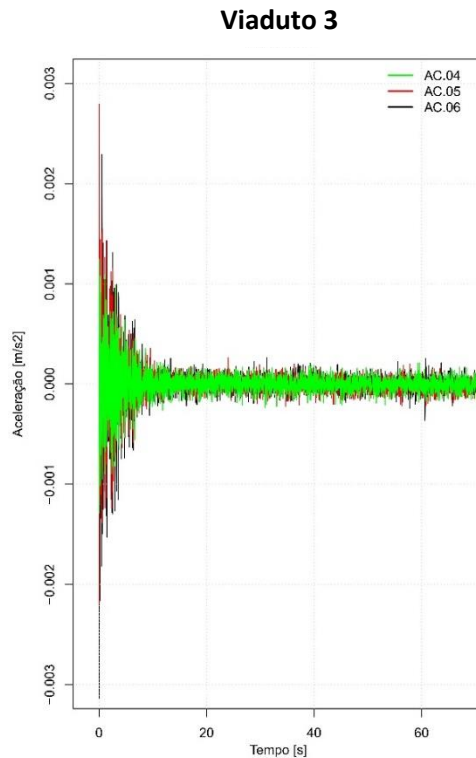


Figura 4.18 – Série temporal do comboio 10

Posteriormente aplicou-se o método FDD a cada um dos conjuntos de séries temporais adquiridos *in situ*. Nesta começou-se por transformar todos os sinais para o domínio da frequência mediante a utilização da função *mvspec*, de forma a serem estimadas as funções de densidade espectral. Esta função calcula a estimativa da densidade espectral do sinal, recorrendo à Transformada Rápida de *Fourier* (FFT). Com esta função consegue-se estimar diretamente a matriz das funções de densidade espectral. Uma vez que qualquer sinal que seja representado no domínio da frequência é sempre representado como uma função complexa, isto significa que é composto por uma parte real e uma parte imaginária. Assim sendo, consideram-se dois parâmetros para caracterizar o sinal. Estes são a amplitude do sinal, que para uma dada frequência é dada pela magnitude do número complexo correspondente e a fase do sinal que obtém-se a partir do ângulo desse próprio número com o eixo real, que varia entre -180° e 180° .

A caracterização experimental do comportamento dinâmico de uma estrutura requer a medição da sua resposta em vários graus de liberdade, uma vez que a análise isolada de apenas um espectro pode ser insuficiente para identificar todas as frequências naturais dessa estrutura. Tal depende do grau de liberdade utilizado, que pode coincidir com o nodo de um ou mais modos de vibração, inviabilizando a identificação das frequências associadas a esses modos.

O facto de os ficheiros de dados, medidos experimentalmente, estarem associados às medições de três acelerómetros implica a existência de três graus de liberdade e consequentemente que tanto a matriz das magnitudes espectrais como a matriz das fases espectrais sejam dadas por matriz de dimensão 3x3 (Figuras 4.19 e 4.20).

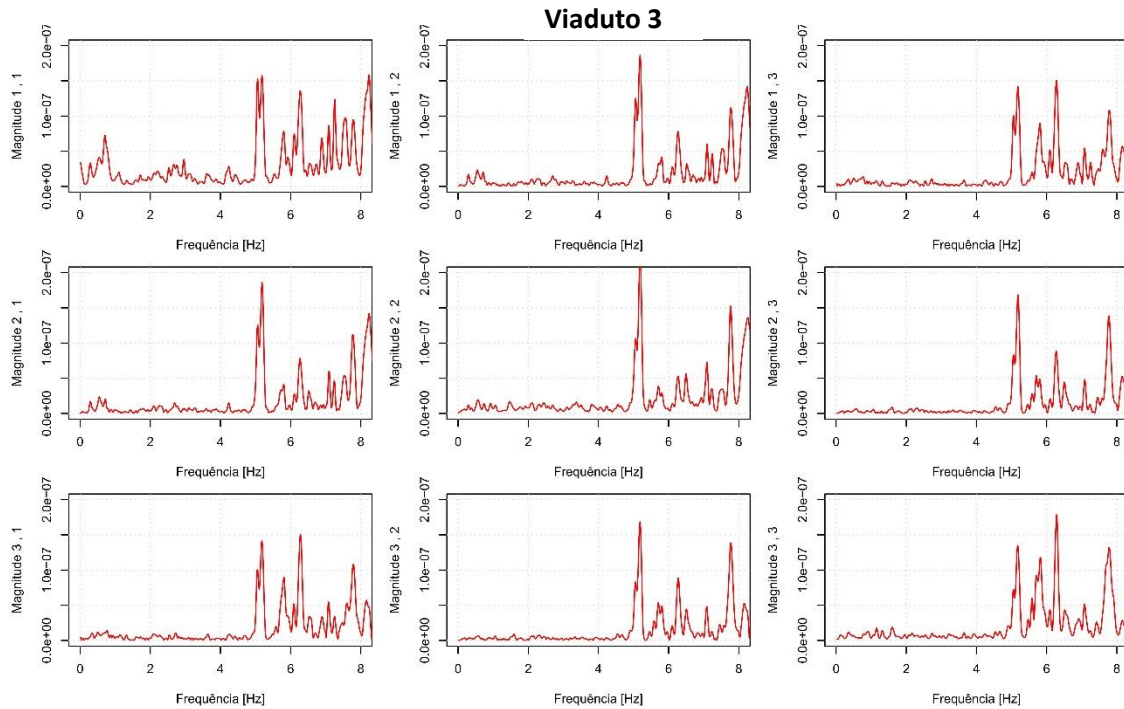


Figura 4.19 - Matriz das magnitudes espectrais do comboio 10

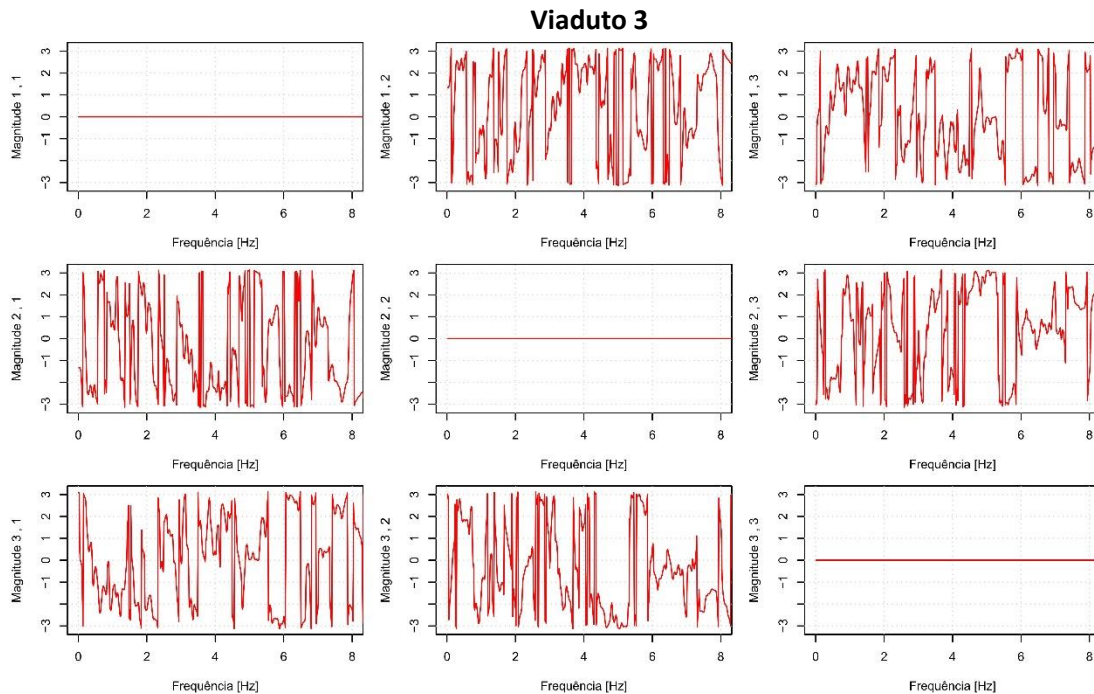


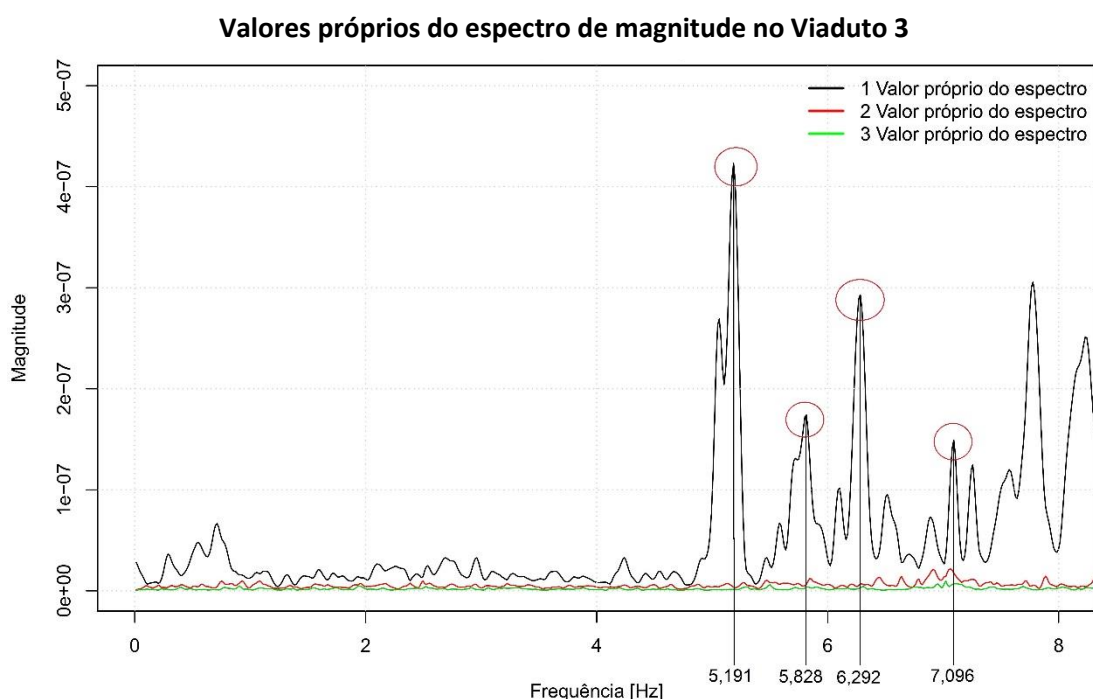
Figura 4.20 – Matriz das fases espectrais do comboio 10

Na Figura 4.19 observa-se que os picos correspondentes às frequências naturais notam-se e que as magnitudes mínimas entre dois picos coincidem com variações grandes de fase, estando estas associadas a mudanças de configurações modais.

Na Figura 4.20 nota-se na diagonal principal uma fase constante e nula, como seria de esperar, e variações muito bruscas, entre $-\pi$ e $+\pi$, para valores próximos de frequência, o que significa que a parte complexa das funções de densidade variam consideravelmente.

Para se estimar os espectros de valores singulares e os respetivos vetores singulares recorreu-se à decomposição em valores singulares (SVD) que “diagonaliza” a matriz das funções de densidade espectral

Neste caso específico, o algoritmo “diagonaliza” a matriz das funções de densidade espectral, decompondo-a nas formas dos modos de vibração que, em cada frequência, influenciam significativamente a resposta de uma estrutura.



Na Figura 4.21 pode-se observar o resultado da decomposição da matriz das densidades espectrais em valores próprios/singulares, na qual se nota a existência de picos associados às frequências naturais da estrutura, sendo que se escolheram as quatro primeiras (assinaladas na Figura 4.21). Estas quatro frequências foram escolhidas tendo em conta a experiência obtida em anteriores processos de identificação modal estocástica sobre a mesma estrutura [70], em que foi possível identificá-las claramente, e no facto de estas serem suficientes para uma adequada caracterização do comportamento dinâmico desta obra. De modo a facilitar o processo de identificação dos valores das frequências, adotaram-se bandas de influência para cada uma das frequências, as quais têm em consideração os limites inferior e superior esperado para cada frequência, obtendo-se assim os valores de frequência assinalados[51].

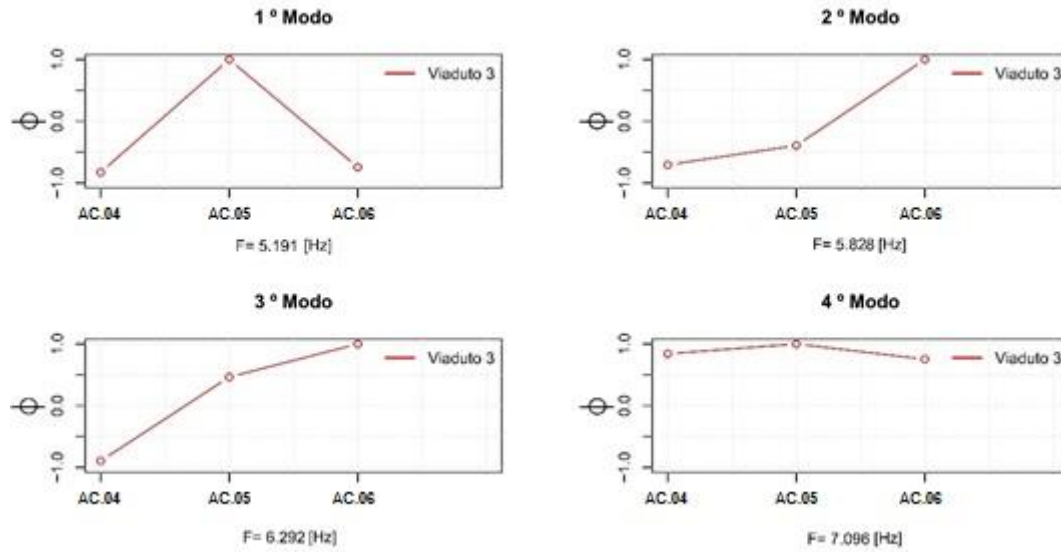


Figura 4.22 – Modos de vibração do comboio 10

Os modos de vibração da Figura 4.22 foram obtidos através dos vetores singulares.

No que diz respeito às frequências modais, estas foram calculadas para os cem comboios que passaram aquando a medição das acelerações verticais e expostas num gráfico de dispersão para que se possa observar a variação das quatro frequências modais ao longo do tempo (Figura 4.23):

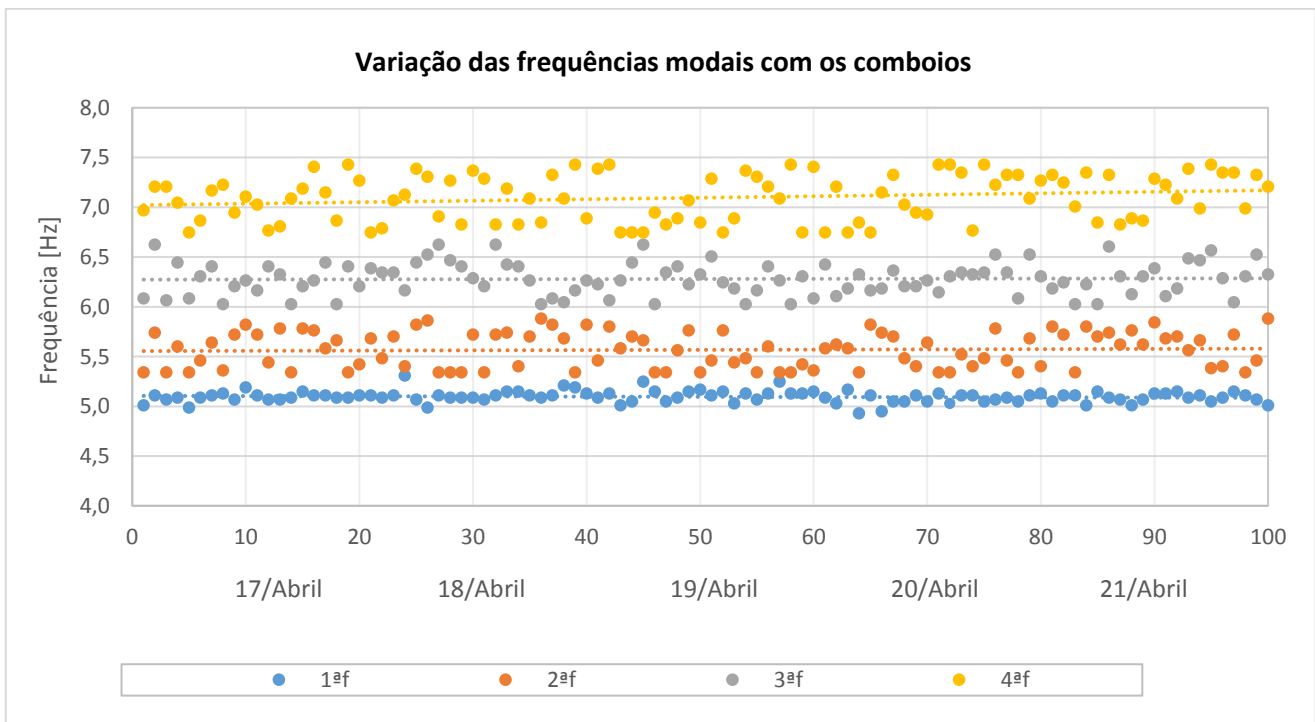


Figura 4.23 – Variação das frequências modais com os comboios

Na Figura 4.23 observa-se uma menor variabilidade da primeira frequência modal relativamente às restantes. Tal deve-se ao facto de ser mais bem estimada.

Alguns indicadores estatísticos referentes às frequências da Figura 4.23 encontram-se descritos na Tabela 4.1.

Indicadores estatísticos	Frequências			
	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf
Média	5,095	5,567	6,279	7097
Mediana	5,107	5,580	6,274	7,096
Desvio Padrão	0,058	0,179	0,163	0,231

Tabela 4.1- Valores estatísticos das quatro frequências modais da amostra de cem comboios

Capítulo 5

5. Modelo numérico do caso de estudo

Neste capítulo descreve-se o modelo numérico que foi desenvolvido no âmbito deste trabalho, representativo do viaduto de Santana de Cartaxo, e o correspondente processo de calibração das propriedades do modelo com base nos resultados experimentais da identificação modal descritos no Capítulo anterior. O processo de calibração do modelo numérico considerou duas estratégias alternativas: primeiro compararam-se as características modais experimentais com as características modais do modelo numérico, através da caracterização modal direta permitida pelo programa de cálculo automático utilizado, e de seguida recalcularam-se as propriedades modais do modelo numérico reproduzindo o processo de identificação modal experimental, ou seja considerando a passagem de veículos ferroviários sobre o viaduto, e o correspondente tratamento dos sinais gerados numericamente.

5.1. Modelo numérico do viaduto de Santana do Cartaxo

5.1.1. Considerações iniciais

A modelação da estrutura foi feita através do programa de cálculo automático SAP2000™ com o intuito de obter as frequências modais e os respetivos modos de vibração, para posteriormente comparar com valores obtidos pelo processamento de sinal, elaborado com o programa informático RStudio™. Foi usada também para a simulação de cenários de dano e de passagem de diferentes tipos de comboios.

O viaduto foi maioritariamente modelado com elementos de laje, como pode ser observado na figura 5.1, com exceção dos pilares, das vigas transversais/carlingas no topo dos pilares intermédios, onde se encontram apoiados os aparelhos de apoio que fazem a ligação entre a viga-caixão e os pilares, das guardas e dos carris.

O modelo é composto por 12867 nós, 1600 elementos de barra, 11676 elementos de área e por 4036 conectores.

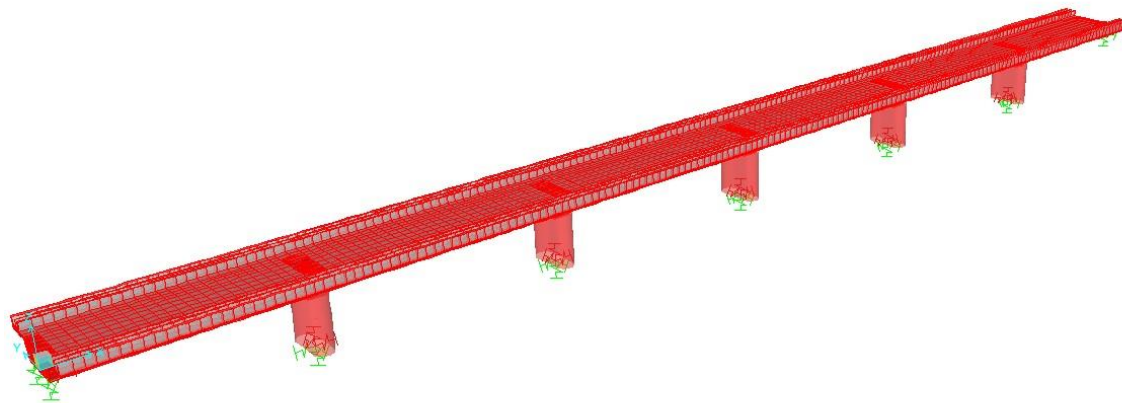


Figura 5.1 – Viaduto em perspectiva

Nota 1: A modelação da estrutura respeita os seguintes eixos globais: eixo x (longitudinal), eixo y (transversal) e eixo z (vertical).

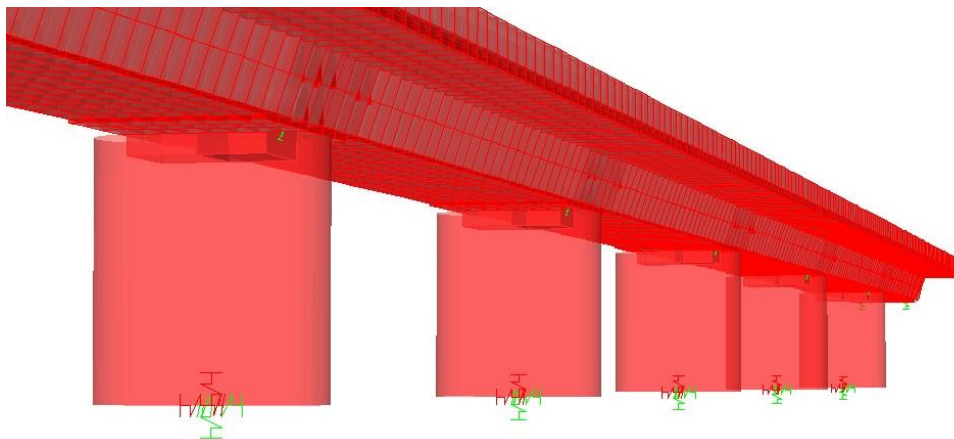


Figura 5.2 – Viaduto em perspectiva

5.1.2. Modelação do tabuleiro

No módulo V3 existem quatro secções transversais tipo a levar em consideração para a modelação. A secção transversal na zona dos pilares de transição (Figuras 5.3 e 5.4), na zona dos pilares intermédios 1 e 5 (Figuras 5.6 e 5.7), na zona dos pilares intermédios três pilares intermédios centrais (Figuras 5.6 e 5.7), nos vãos (figura 5.8) e por fim na zona de transição, secções entre os pilares e os vãos (Figura 5.9). As secções anteriormente mencionadas estão associadas aos seguintes comprimentos longitudinais:

- Zona dos dois pilares de transição: $L=0,8$ m
- Zona dos cinco pilares intermédios: $L=1,15$ m
- Zona de transição: $L = 1,0125$ m
- Zona dos vãos: $L = 22$ m (tramos exteriores) e $L=26,825$ m (tramos centrais)

Uma vez que o caixão da viga-caixão nas secções transversais dos pilares (transição e intermédios) é maciço, à exceção da pequena abertura no seu centro, optou-se por definir um

diafragma ao longo desta secção, composto por uma malha com um grau de discretização consideravelmente superior ao do resto da estrutura, de modo a assegurar uma elevada rigidez. No caso das secções transversais correspondentes à zona dos pilares de transição optou-se pela utilização de molas com elevada rigidez na direcção vertical, transversal e à torção para simular os aparelhos de apoio PNU. Os pontos onde se se aplicaram as molas estão à distância de 1,78 m do eixo vertical da viga-caixão.

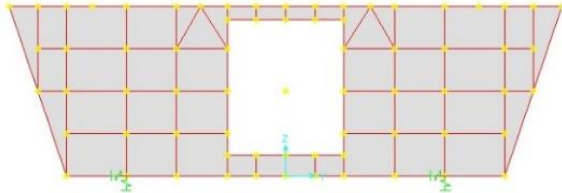


Figura 5.3 – Discretização da malha do diafragma na zona do pilar de transição

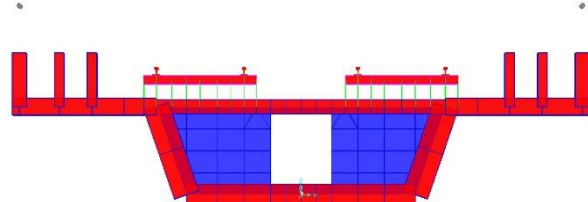


Figura 5.4 - Secção transversal na zona do pilar de transição

As secções dos pilares intermédios têm a parte da viga-caixão igual à dos pilares de transição, pelo que apenas diferem no apoio. Estas têm o pilar modelado através de um total de 6 elementos de barra cuja soma dos comprimentos perfaz 6,56 m. Na base do pilar foram aplicadas molas com elevada rigidez às três translações e às três rotações de modo a simular o comportamento do terreno. No topo do pilar foi colocada uma viga de massa nula cujas extremidades têm aparelhos de apoio que fazem a ligação entre o pilar e a viga-caixão. Os aparelhos de apoio situados nos pilares intermédios diferem consoante a sua localização: os dois pilares intermédios exteriores apresentam aparelhos tipo PNUD e os três pilares intermédios centrais exibem aparelhos do tipo PND.

Os aparelhos de apoio PND comportam-se como fixos até um determinado nível de carga, a partir do qual cedem, entrando em funcionamento um sistema dissipador de carga constante.

Os aparelhos de apoio PNUD comportam-se como móveis para movimentos longitudinais lentos, como os que resultam das ações térmicas ambientais, e como fixos para as ações rápidas, como é o caso das decorrentes e frenagem súbita dos comboios ou durante a ocorrência de um sismo. A partir do instante em que o fusível cede, estes aparelhos entram em movimentos histeréticos e dissipam a energia com deslocamentos controlados.

As propriedades dos três tipos de aparelhos de apoio mencionados encontram-se descritas na Tabela 5.1 e na Figura 5.5.

Tipo de aparelho	Localização	V_{max} [KN]	H_{long} [KN]	H_{trans} [KN]	θ_y^+ [‰]	U_x [mm] Estático	U_x [mm] Dinâmico	Número de aparelhos
PNU	Pilar de transição	3500	—	1100	±10	±50	±75	4
PND	Pilares intermédios centrais	9000	675	1800		—		6
PNUD	Pilares intermédios laterais					±50		4

Tabela 5.1 - Especificações para os aparelhos de apoio do módulo V3 ([71])

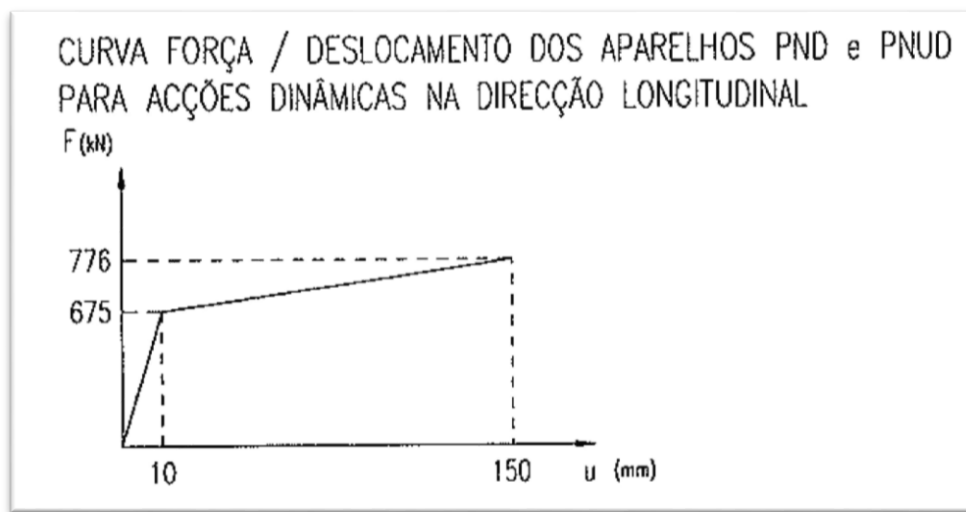


Figura 5.5 - Especificações para os aparelhos de apoio, ([71])

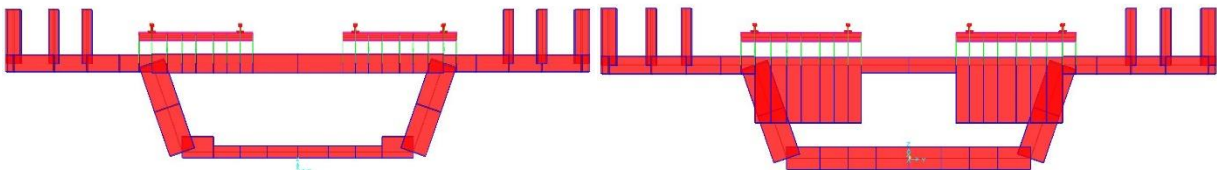


Figura 5.6 – Secção transversal na zona do vão (Plano YZ)

Figura 5.7 – Secção transversal na zona de transição (Plano YZ)

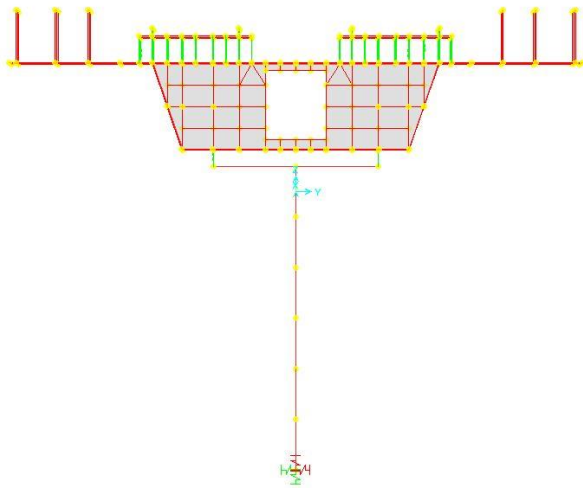


Figura 5.8 - Secção transversal na zona do pilar intermédio

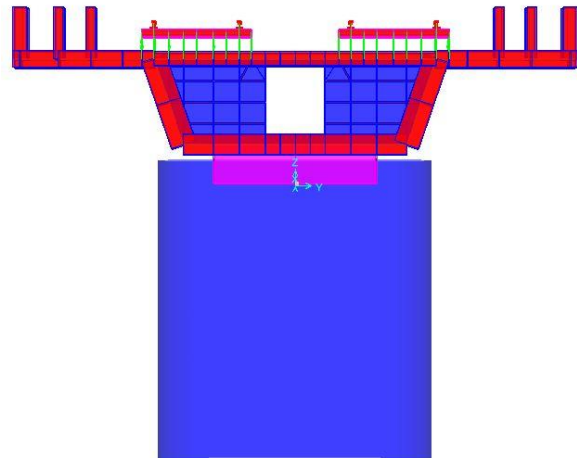


Figura 5.9 - Secção transversal na zona do pilar intermédio

5.1.3. Modelação das guardas

As guardas foram modeladas através de elementos de barra, com material aço e com 0,1m de diâmetro (Figura A.9). Estes elementos de barra foram criados à mesma cota do topo do murete exterior de modo a estarem apoiados, porém uma vez que a sua cota real é mais elevada usou-se um *Offset* de um metro de modo a elevar o elemento de barra, mantendo assim o seu eixo coincidente com o topo do murete exterior através da opção *Assign Frame Insertion Point* (Figura 5.10).

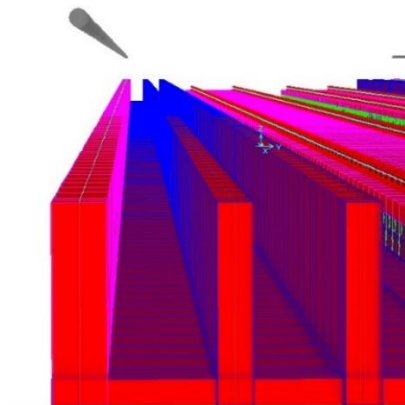


Figura 5.10 – Guardas

5.1.4. Molas das fundações

A modelação da rigidez das molas das fundações foi calculada pelo método inverso. Neste, aplicaram-se incrementos aos valores de rigidez num processo iterativo de calibração até se chegar a valores com os quais se adquiram valores de frequências modais o mais próximo dos obtidos no processamento de sinal (Figura A.30).

5.1.5. Modelação da superestrutura

A superestrutura é constituída por duas vias férreas balastradas com direcções de circulação opostas. Cada via balastrada é composta por dois carris do tipo UIC60 com bitola ibérica, conectados a travessas monobloco de betão (elementos transversais de 60 em 60cm) através de um sistema de fixação de palmilhas. Estas travessas apoiam-se numa camada de balastro com cerca de 50 cm, que por sua vez assenta no banzo superior do tabuleiro do viaduto (Figura 5.11).

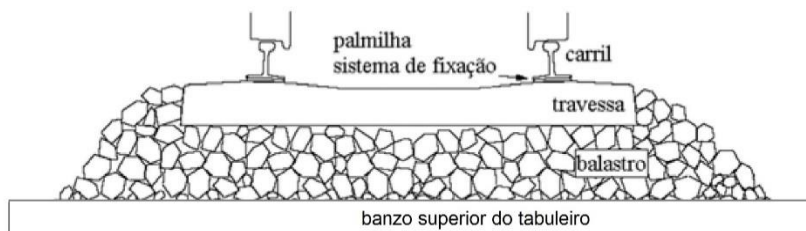


Figura 5.11 - Representação esquemática da via-férrea balastrada (adaptada de [73])

Uma vez que não foi possível obter informação relativa ao balastro, palmilhas e travessas, assumiu-se que as travessas são prismas retangulares de betão armado com um módulo de elasticidade $E=30\text{GPa}$ e equivalente massa volúmica $\rho=1,95\text{t/m}^3$ (equivalente a 322Kg por travessa), com uma secção de 0,3m de largura, 2,6m de comprimento e 0,212m de altura (dados adotados a partir de [74]).

5.1.5.1. Modelação das travessas

A especificidade das distâncias longitudinais entre pilares conduziu à elaboração de uma malha de discretização com elementos de dimensões longitudinais variados, pelo que as coordenadas longitudinais da interface dos elementos do tabuleiro não coincidem com o eixo das travessas (espaçados de 0,6m). Para ultrapassar este obstáculo optou-se por modelar as travessas como um elemento de laje com a mesma discretização longitudinal que o tabuleiro (em vez de definir as travessas como elementos de barra espaçados de 0,6m). No entanto, para que o elemento de laje usado seja equivalente aos elementos de barra não alterando a resposta da estrutura, definiu-se o elemento de laje como um elemento composto por um material ortotrópico em vez de isotrópico.

Neste material ortotrópico definiu-se o módulo de elasticidade $E_x=E_z=E=30\text{GPa}$ e $E_y=0\text{GPa}$.

$$I_{travessa} = \frac{b \times h^3}{12} \quad [m^4] \quad (5.1)$$

$$I_{eq,laje} = \frac{h^3}{12(1-\nu^2)} \quad [m^4/m] \quad (5.2)$$

$$I_{eq,laje} = \frac{I_{travessa}}{esp_x} \quad [m^4/m] \quad (5.3)$$

Com (5.1), (5.2) e (5.3), obtém-se:

$$h_{eq,laje} = \sqrt[3]{\frac{I_{travessa}}{esp_x} \times 12(1 - \nu^2)} \quad (5.4)$$

onde esp_x representa o espaçamento longitudinal entre o eixo de cada travessa, b , h e $I_{travessa}$ a base, a altura e a inércia de cada travessa respetivamente e ν o número de *Poisson*.

Com $b = 0,3m$, $h = 0,212m$, $esp_x = 0,6m$ e $\nu = 0,2$, tem-se uma altura equivalente do elemento de laje representativo das travessas de:

$$h_{eq,laje} = 0,166m$$

5.1.5.2. Modelação das palmilhas e do balastro

As palmilhas e a rigidez do balastro foram modeladas como elementos de ligação (*Link*) sendo que a rigidez foi calibrada através de um processo iterativo.

Em [74] refere-se que para duas cargas móveis de 130KN com um espaçamento de 2,7 metros (representativas de um comboio Alfa Pendular) a 200Km/h, e assumindo uma rigidez de 145KN/mm para as palmilhas e um módulo de elasticidade $E=0,130GPa$ e coeficiente de *Poisson* $\nu=0,2$ para o balastro, obtém-se um deslocamento vertical do carril de 0,32mm (repartido em 0,20mm associado à deformação da palmilha e 0,12mm à deformação da camada de balastro). Uma vez que estes valores estão associados a um modelo que considera o espaçamento entre travessas, existe a necessidade de calibrar o valor de rigidez das palmilhas e do módulo de elasticidade do balastro de modo a obter as correspondentes propriedades no modelo numérico contínuo:

$$K_{palmilha} = \frac{K}{esp_x} \times l_{inf,x} \quad \left[\frac{KN}{m} \right] \quad (5.5)$$

Considerando o espaçamento longitudinal entre eixos de travessas de 0,6m e a expressão (5.5) tem-se:

Palmilhas					
Zonas	L_{inf} [m]	K_{ref} [KN/mm]	K [KN/m]	K [KN/m ²]	$K_{palmilha}$ [KN/m]
Pilar de transição/ Pilar de transição	0,400	145	145000	241666,7	96666,7
Pilar de transição/ Zona de transição	0,706				170677,1
Zona de transição/Vão	1,006				243177,1
Vão/Vão	1,00				241666,7
Zona de transição/ Pilar intermédio	0,794				191822,9
Pilar intermédio/Pilar intermédio	0,575				138958,3
Vão/Meio Vão (30m)	0,853				206171,9
Meio Vão (30m) /Meio Vão (30m)	0,706				170677,1

Tabela 5.2 - Valores de rigidez das palmilhas

Aplicando os valores de rigidez da Tabela 5.2 aos elementos de ligação do modelo de elementos finitos obtém-se um deslocamento associado à deformação das palmilhas de 0,22mm, valor aceitável tendo em conta o valor de referência de 0,20mm.

A rigidez de cada elemento de ligação representativo do balastro é calculada através das seguintes expressões:

$$M_{edométrico} = \frac{E_{balastro}(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad [KPa] \quad (5.6)$$

$$K_{balastro} = \frac{M_{edométrico}}{H_{balastro}} \times A_{inf} \quad \left[\frac{KN}{m} \right] \quad (5.7)$$

Uma vez aplicados os valores de rigidez dos elementos de ligação ao modelo de elementos finitos, obteve-se um valor de deslocamento associado à deformação do balastro de 0,20mm, valor consideravelmente diferente do valor de referência de 0,12mm. Para alcançar um valor mais aproximado ao de referência iniciou-se um processo iterativo, no qual se foi fazendo incrementos na ordem dos 30MPa ao valor do módulo de elasticidade do balastro, de modo a aumentar o valor da rigidez dos elementos de ligação e por sua vez a obter uma deformação menor.

Considerando-se $E_{\text{balastro}}=280\text{MPa}$, $\nu=0,2$, $H_{\text{balastro}}=0,5\text{m}$ e as expressões (5.6) e (5.7), tem-se:

Rigidez Travessa-Banzo Superior							
Zonas em y	Zonas em x	$L_{\text{inf},x}$ [m]	$L_{\text{inf},y}$ [m]	A_{inf} [m ²]	$M_{\text{edométrico}}$ [KPa]	K [KN/m ³]	K_{balastro} [KN/m]
Meio	Pilar de transição/ Pilar de transição	0,4	0,3	0,120	311111,1	622222,2	74666,7
	Pilar de transição/ Zona de transição	0,706	0,3	0,212			131833,3
	Zona de transição/Vão	1,006	0,3	0,302			187833,3
	Vão/Vão	1,000	0,3	0,300			186666,7
	Zona de transição/ Pilar intermédio	0,794	0,3	0,238			148166,7
	Pilar intermédio/ Pilar intermédio	0,575	0,3	0,173			107333,3
	Vão/Meio Vão (30m)	0,853	0,3	0,256			159250,0
	Meio Vão (30m) / Meio Vão (30m)	0,706	0,3	0,212			131833,3
Extremos	Pilar de transição/ Pilar de transição	0,400	0,15	0,060	311111,1	622222,2	37333,3
	Pilar de transição/ Zona de transição	0,706	0,15	0,106			65916,7
	Zona de transição/Vão	1,006	0,15	0,151			93916,7
	Vão/Vão	1,00	0,15	0,150			93333,3
	Zona de transição/ Pilar intermédio	0,794	0,15	0,119			74083,3
	Pilar intermédio/ Pilar intermédio	0,575	0,15	0,086			53666,7
	Vão/Meio Vão (30m)	0,853	0,15	0,128			79625,0
	Meio Vão (30m) / Meio Vão (30m)	0,706	0,15	0,106			65916,7

Tabela 5.3 – Valores de rigidez dos elementos de ligação entre a Travessa e o Banzo Superior

Aplicando os valores de rigidez da Tabela 5.3 aos elementos de ligação do modelo de elementos finitos obtém-se um deslocamento associado à deformação do balastro de 0,15mm, valor aceitável tendo em conta o valor de referência de 0,12mm.

Uma vez que o balastro está modelado com elementos de ligação, apenas a sua rigidez está a ser contabilizada, pelo que é necessário aplicar uma carga distribuída em toda a sua área de apoio com o valor do seu peso e ainda contabilizar a sua massa para o centro massa global da estrutura.

5.1.6. Ações permanentes

Resumem-se em seguida as ações mais relevantes consideradas na modelação do projeto [71]:

- Pesos específicos
 - Peso específico do betão armado.....25KN/m³
- Restantes cargas permanentes
 - Balastro – 8,8m x 0,5m x 18 KN/m³.....80,0KN/m
 - Impermeabilização – 8,8m x 1,2 KN/m².....11,0KN/m
 - Via férrea (carris UIC60 + travessas monobloco)12,5KN/m
 - Guarda corpos metálicos + cornijas.....6,0KN/m
 - Muretes caleiras.....10,0KN/m

5.1.7. Modelação dos comboios

Na presente dissertação consideraram-se dois tipos de comboios: (1) Comboio de alta velocidade Alfa Pendular da série 4000 (CPA4000) e (2) Comboio Intercidades da série 5600 com quatro carruagens.

A modelação destes comboios foi feita a partir da aplicação cargas móveis aos elementos dos carris. Estas cargas móveis correspondem aos eixos dos *bogies* e o seu valor pode ser verificado nas Figuras 5.12, 5.13 e 5.14.

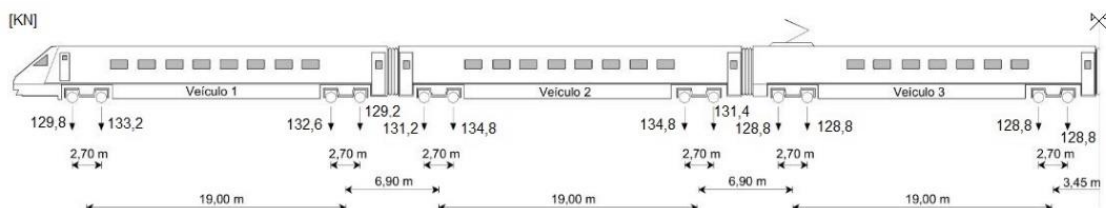


Figura 5.12 - Representação esquemática do comboio Alfa Pendular (adaptada de [73])

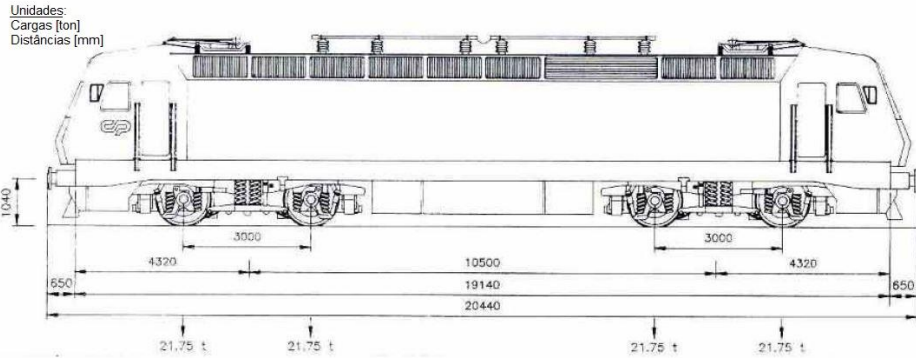


Figura 5.13 - Representação esquemática da locomotiva do comboio intercity (adaptada de CP)

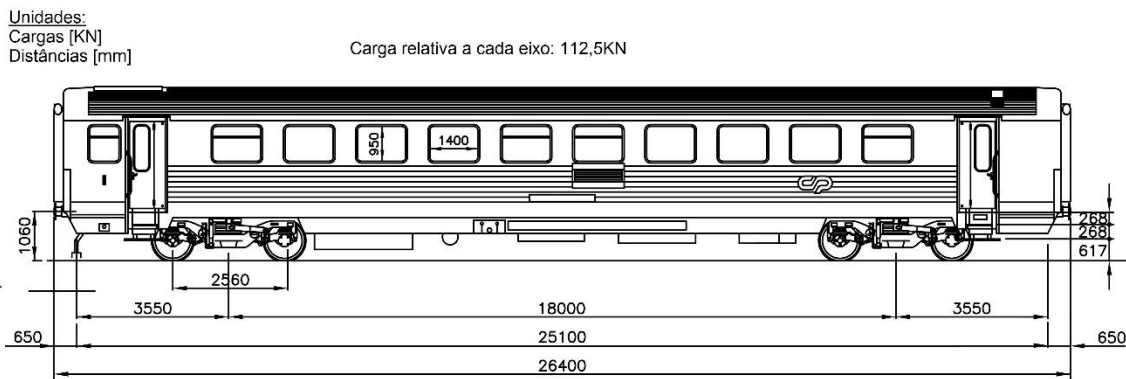


Figura 5.14 - Representação esquemática da carruagem do comboio intercity (adaptada de CP)

Uma vez que os caminhos nos quais as cargas móveis circulam (Figura A.48) correspondem aos dois carris da via ascendente, as cargas a aplicar devem correspondem a metade do valor apresentado nas Figuras 5.12, 5.13 e 5.14.

5.1.8. Casos de análises

5.1.8.1. Análise Modal

Criou-se um caso de carga modal com o intuito de extrair as frequências modais e os respetivos modos de vibração de modo a compará-los com os obtidos na análise experimental (Figura A.44).

5.1.8.2. Análise da passagem dos comboios (Time-History)

Para se proceder à análise de cada um dos comboios, produziu-se um padrão de carga do tipo *Vehicle Live*, no qual se definiu o tipo de veículo, a direção de circulação (posterior- anterior) e a velocidade de passagem - 45,83m/s (165Km/h) para o Alfa Pendular e 38,89m/s (140Km/h) para o Intercidades. À distância inicial e ao tempo de partida foi atribuído o valor zero. Estabeleceu-se a duração total do carregamento como sendo de 15 segundos, com uma discretização de tempo de 0,005 segundos (Figura A.41 e A.42).

Após a definição do padrão de carga, um caso associado de carga do tipo *Multi-step Static* é criado automaticamente. Este caso de carga foi alterado para um caso do tipo *Time-History*, com uma análise do tipo linear e uma solução do tipo *Direct Integration*.

Neste seleccionou-se uma função de *Time-History* de rampa, definiu-se como 3000 o número de passos a serem feitos pela análise e como 0,005 o tamanho de cada passo de tempo. Como método de integração de tempo utilizou-se o método *Newmark* [75] e definiu-se que o amortecimento é do tipo de *Rayleigh*, sendo portanto dependente da frequência. A este respeito, considerou-se um amortecimento de 5% para os valores de frequência 4,99 Hz e 7,08 Hz (valores correspondentes à primeira e quarta frequência modal da estrutura, associadas a modos de flexão vertical) (Figuras A.45 e A.46).

Amortecimento do modelo numérico

O amortecimento de *Rayleigh* é definido por proporcionalidade às matrizes de massa e de rigidez através da matriz de amortecimento de *Rayleigh* apresentada em seguida:

$$c = \alpha M + \beta K \quad (5.8)$$

Os parâmetros α e β são determinados a partir dos coeficientes de amortecimento de dois modos de vibração (neste caso assumiu-se o mesmo coeficiente de amortecimento para os dois modos) e são dados pelas expressões (5.9) e (5.10) onde se substituí ω_1 e ω_2 pelos valores da primeira e quarta frequência correspondentemente, em radianos por segundo, na expressão (5.10) e pelo seu correspondente coeficiente de amortecimento ξ [76].

Como se pode observar na Figura A.47 optou-se por escolher a primeira e quarta frequência, adquiridas pela análise modal feita ao modelo numérico calibrado, para definir um valor de amortecimento de 5%, porque como se pode observar na Figura 5.16, a variação do amortecimento dentro deste intervalo de frequências é muito baixa e conseqüentemente o amortecimento para cada um dos quatro modos de vibração em estudo vai ser sempre aproximadamente igual a 5%, como se pretendia.

$$\alpha = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \times (\omega_1 \times \omega_2) \quad (5.9)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (5.10)$$

$$\omega_i = \frac{f_i}{2\pi} \quad \left[\frac{rad}{s} \right] \quad (5.11)$$

Considerando as expressões (5.9), (5.10) e (5.11) obtém-se $\alpha = 0,057$ e $\beta = 0,042$

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} \quad (5.12)$$

Através da expressão (5.12) obtém-se uma curva associada à variação do amortecimento com a frequência.

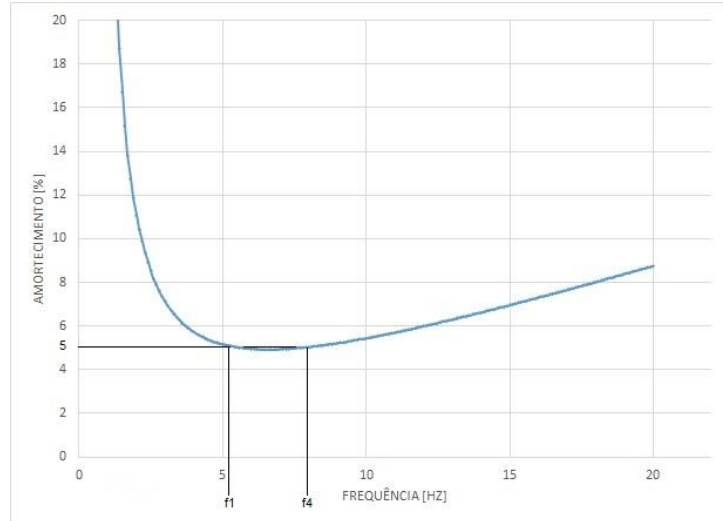


Figura 5.15 – Variação do amortecimento com a frequência

5.1.9. Modelação do pré-esforço

O pré-esforço foi modelado pela aplicação do carregamento equivalente na zona das almas.

Tendo em conta que o desenvolvimento dos cabos de pré-esforço longitudinal é feito através de troços retos e curvos, o cálculo das cargas equivalentes feito encontra-se ilustrado nas Figuras 5.16 para troços retos e 5.17 para troços curvos:

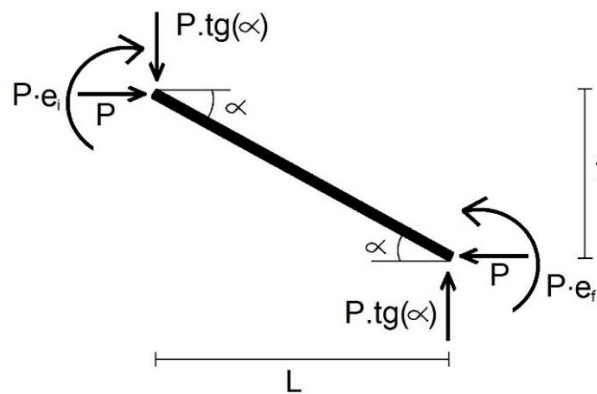


Figura 5.16 – Cargas e momentos equivalentes no troço reto em KN e KNm

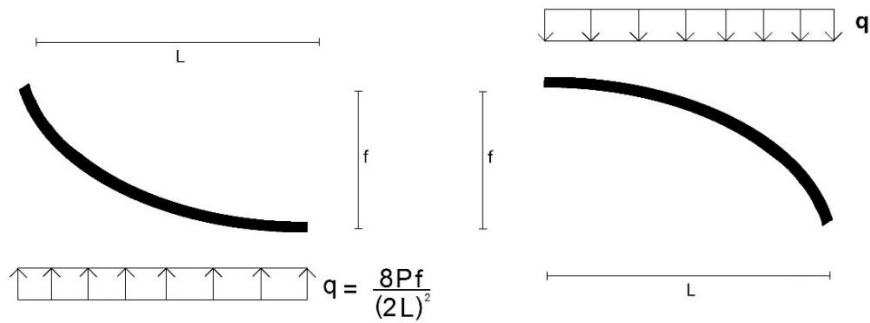


Figura 5.17 – Cargas equivalentes no troço curvo em KN/m

O valor das cargas equivalentes concentradas e distribuídas é dividido posteriormente pelo valor da largura das almas, de modo a que estas sejam distribuídas ao longo da largura das almas, tornando-se as cargas concentradas em distribuídas linearmente e as distribuídas linearmente em distribuídas por área. É de referir que o valor P ilustrado anteriormente refere-se ao valor do pré-esforço a longo prazo e é calculado pela seguinte equação:

$$P_{m,\infty} = 0,9 \times 0,85 \times A_p \times \sigma_{p,m\acute{a}x} \quad (5.13)$$

Em que:

A_p é a área da secção transversal da armadura de pré-esforço

$\sigma_{p,m\acute{a}x}$ é a tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço

$$A_p = n^{\circ}_{cabos} \times n^{\circ}_{cord\tilde{o}es} \times A_n \quad (1014)$$

A_n é a área nominal de cada cordão

$$\sigma_{p,m\acute{a}x} = \text{mín}\{0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k}\} \quad (5.15)$$

$$\sigma_{p,m\acute{a}x} = \text{mín}\{0,8 \times 1860; 0,9 \times 1670\} = 1488MPa$$

Considerando nas zonas dos pilares de transição e dos vãos existem quatro cabos em cada alma, que nas zonas dos pilares intermédios existem cinco e que cada cabo tem dezanove cordões com diâmetro de 15,2mm cada ($A_n = 140mm^2$), tem-se:

Para as secções dos pilares de transição e dos vãos:

$$P_{m,\infty} = 12111,7 \quad [KN/alma]$$

Para as secções dos pilares intermédios:

$$P_{m,\infty} = 15139,7 \quad [KN/alma]$$

5.2. Calibração do Modelo Numérico

Foi feita uma calibração do modelo numérico construído com o SAP2000™, de modo a que a estrutura modelada seja o mais próximo possível da estrutura real. Para a calibração do modelo de elementos finitos alteraram-se dois parâmetros iniciais: (1) o peso volúmico dos betões C30/37 e C45/55 e (2) o módulo de elasticidade dos mesmos (Tabela 5.4).

Desvio [%]	ρ [KN/m ³]	C30/37 [Mpa]	C45/55 [Mpa]
0	25	33	36
2,5	25,625	32,175	35,1
5	26,25	31,35	34,2
7,5	26,875	30,525	33,3
10	27,5	29,7	32,4
12,5	28,125	28,875	31,5

Tabela 5.4 – Parâmetros calibrados

Nota: A coluna Desvio [%] representa a percentagem de desvio face aos valores de projeto.

No processamento do sinal calcularam-se as frequências modais e os correspondentes modos de vibração da estrutura associados à passagem de cada um dos cem comboios medidos. Para que os resultados do processamento do sinal não resultassem apenas de um comboio fez-se a média e a mediana dos valores associados às quatro frequências naturais dos cem comboios (Tabela 5.5).

R	Frequências [Hz]			
	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf
Média	5,095	5,567	6,279	7,097
Mediana	5,107	5,580	6,274	7,096

Tabela 5.5 – Média e mediana dos valores de frequências obtidos pelo processamento de sinal dos cem comboios medidos in situ

5.2.1. Análise Modal

Após correr a análise modal no programa SAP2000 com os diferentes valores de desvio obtiveram-se os valores de frequências e a correspondente diferença aos valores adquiridos no processamento do sinal (Tabelas 5.6 e 5.7).

Desvio [%]	Frequências [Hz]				Diferença Média [%]				
	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	Média
0	5,470	6,136	6,939	7,731	7,35	10,21	10,50	8,94	9,25
2,5	5,347	6,000	6,787	7,564	4,94	7,77	8,08	6,59	6,84
5	5,226	5,866	6,638	7,401	2,56	5,36	5,71	4,29	4,48
7,5	5,108	5,735	6,492	7,241	0,25	3,01	3,39	2,03	2,17
10	4,993	5,607	6,349	7,083	2,01	0,71	1,11	0,19	1,01
12,5	4,880	5,482	6,209	6,929	-4,23	-1,53	-1,12	-2,36	-2,31

Tabela 5.6 – Valores de frequência do modelo de EF e a correspondente diferença à média das frequências obtidas pelo processamento do sinal dos cem comboios em relação ao desvio nos parâmetros iniciais

Desvio [%]	Frequências [Hz]				Diferença Mediana [%]				
	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	Média
0%	5,470	6,136	6,939	7,731	7,11	9,96	10,60	8,95	9,16
2,5%	5,347	6,000	6,787	7,564	4,70	7,53	8,18	6,60	6,75
5%	5,226	5,866	6,638	7,401	2,33	5,13	5,80	4,30	4,39
7,5%	5,108	5,735	6,492	7,241	0,02	2,78	3,47	2,04	2,08
10%	4,993	5,607	6,349	7,083	2,23	0,48	1,20	0,18	1,02
12,5%	4,880	5,482	6,209	6,929	-4,44	-1,76	-1,04	-2,35	-2,40

Tabela 5.7 - Valores de frequência do modelo de EF e a correspondente diferença à mediana das frequências obtidas pelo processamento do sinal dos cem comboios em relação ao desvio nos parâmetros iniciais

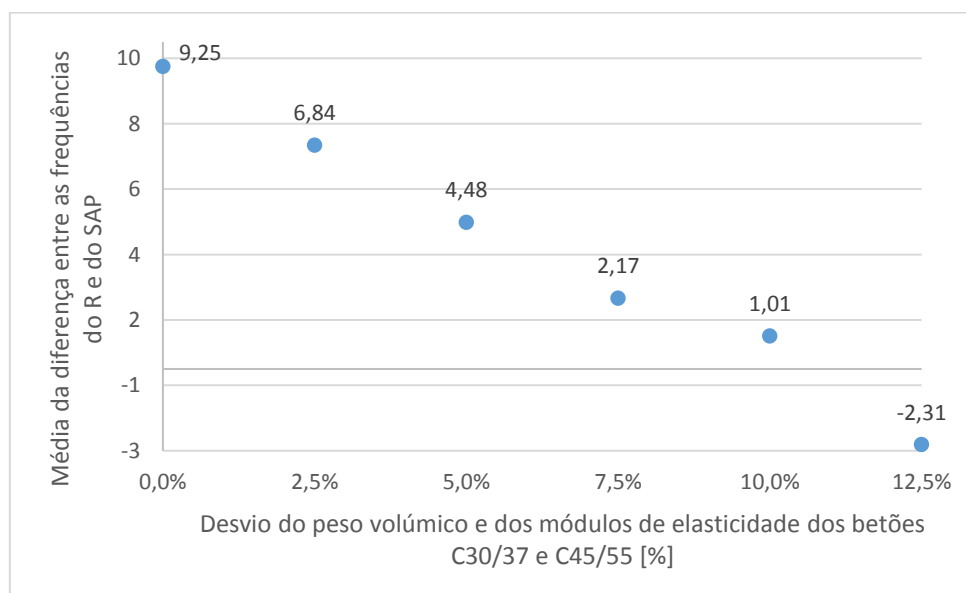


Figura 5.18 – Relação entre as diferenças da identificação modal e do modelo numérico com o desvio dos parâmetros iniciais

Nas Tabelas 5.6 e 5.7 e Figura 5.18 observa-se que o desvio associado ao modelo não calibrado origina valores de frequências com uma diferença média de aproximadamente 9%. Como tal, aquando da calibração, optou-se por aumentar em incrementos de 2,5% o peso próprio

dos betões C30/37 e C45/55 e diminuir igualmente em 2,5% o módulo de elasticidade dos mesmos, de modo a obter frequências menores e conseqüentemente mais próximas das obtidas experimentalmente. A observação destes dados permite concluir que a calibração do modelo de elementos finitos cujos resultados se encontram mais próximos dos obtidos experimentalmente corresponde a um desvio de 10% (mais 10% para o peso próprio dos betões e menos 10% para os módulos de elasticidades). Para este valor de desvio a menor diferença é obtida quando se calcula a média das diferenças entre as quatro frequências adquiridas pelo programa SAP e a média das frequências do processamento do sinal ($Dif_{\min}=1,01\%$).

Considerando um valor de desvio de 10% na calibração do modelo de elementos finitos, obtêm-se os seguintes modos de vibração:



Figura 5.19 – 1º Modo de vibração ($F = 4,993$ Hz)



Figura 5.20 – 2º Modo de vibração ($F = 5,607$ Hz)



Figura 5.21 – 3º Modo de vibração ($F = 6,349$ Hz)

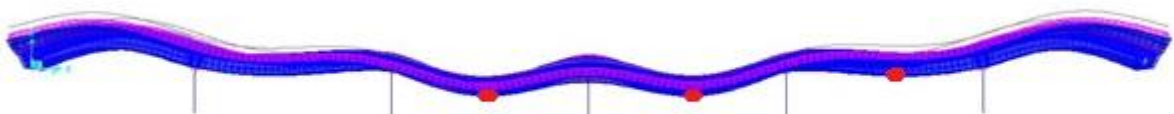


Figura 5.22 – 4º Modo de vibração ($F = 7,083$ Hz)

A relação entre os modos de vibração obtidos pelo processamento de sinal e os que foram adquiridos através do modelo de elementos finitos é avaliada através da matriz dos coeficientes MAC, apresentada na expressão 3.9 do capítulo 3. Esta compara os vetores singulares do processamento de sinal com os valores de deslocamento verticais extraídos do modelo numérico dos três nós cuja localização coincide com a dos acelerómetros do sistema de monitorização. Para que exista uma forte correlação entre as configurações modais dos dois métodos, os elementos da diagonal principal devem apresentar um valor o mais próximo possível do valor unitário e as restantes posições um valor o mais próximo de zero.

Na Tabela 5.8 pode-se analisar a comparação dos modos de vibração do comboio 10 com os do modelo de elementos finitos calibrado com um desvio de 10%.

Comboio	Normalização do R			SAP com desvio de 10%			Matriz dos coeficientes MAC				
	Modo	AC.04	AC.05	AC.06	AC.04	AC.05					AC.06
10	1	-0,827	1,000	-0,745	0,009	-0,009	0,006	0,991	0,207	0,149	0,000
	2	-0,707	-0,393	1,000	0,005	0,005	-0,009	0,041	0,967	0,372	0,215
	3	-0,895	0,464	1,000	0,006	-0,006	-0,007	0,078	0,481	0,932	0,008
	4	0,841	1,000	0,753	-0,008	-0,008	-0,002	0,027	0,010	0,129	0,875

Tabela 5.8 – Matriz dos coeficientes MAC do comboio 10 com o modelo de EF

Observa-se que os quatro modos de flexão vertical do modelo de EF são muito semelhantes com os criados devido à passagem do comboio 10.

Embora haja uma boa correlação para o caso concreto do comboio 10, os modos de vibração do modelo de EF devem ser comparados com os modos devidos a um conjunto de comboios e não apenas um, pelo que se calculou a matriz dos coeficientes MAC para os cem comboios. Depois de se ter as cem matrizes foi calculada a média de cada coeficiente, obtendo-se assim uma matriz média dos coeficientes MAC (Tabela 5.9).

Número de comboios	Média dos coeficientes MAC			
100	0,989	0,115	0,193	0,013
	0,519	0,490	0,344	0,098
	0,226	0,344	0,786	0,071
	0,144	0,331	0,354	0,435

Tabela 5.9 – Matriz representativa da média das matrizes dos coeficientes MAC para os cem comboios

Na Tabela 5.9 é possível observar a existência de uma excelente correlação no primeiro modo, uma razoável correlação no terceiro e correlações fracas no segundo e quarto modos, pelo que se conclui que dos cem comboios existiram alguns que não excitaram o segundo, terceiro e quarto modos de vibração em simultâneo e que um grande número de comboios não excitaram nem o segundo nem quarto modo.

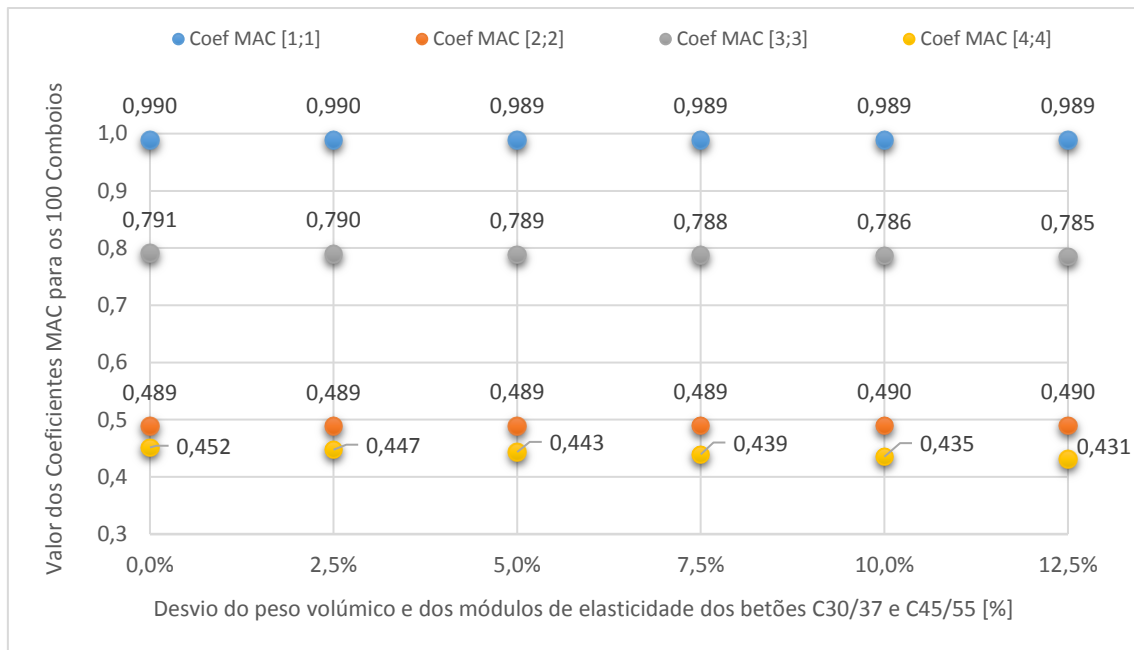


Figura 5.23 – Relação entre os coeficientes MAC da diagonal principal com o desvio dos parâmetros iniciais

A Figura 5.23 evidencia que os valores da diagonal principal da matriz dos coeficientes MAC pouco se alteram com o valor do desvio a usar na calibração. Uma vez que, na presente dissertação, os quatro primeiros modos de flexão vertical são todos relevantes para o estudo, não existe interesse em considerar comboios que não excitem a sua totalidade, pelo que se optou por descartar alguns dos comboios.

Iniciou-se o processo com o cálculo da média do segundo e quarto coeficientes da diagonal principal para cada um dos cem comboios, sendo estes os coeficientes com valor mais baixo. Seguidamente, elaborou-se um histograma que disponibiliza o número acumulado de comboios em relação à sua média dos coeficientes MAC [2,2] e [4,4] (Figura 5.24).

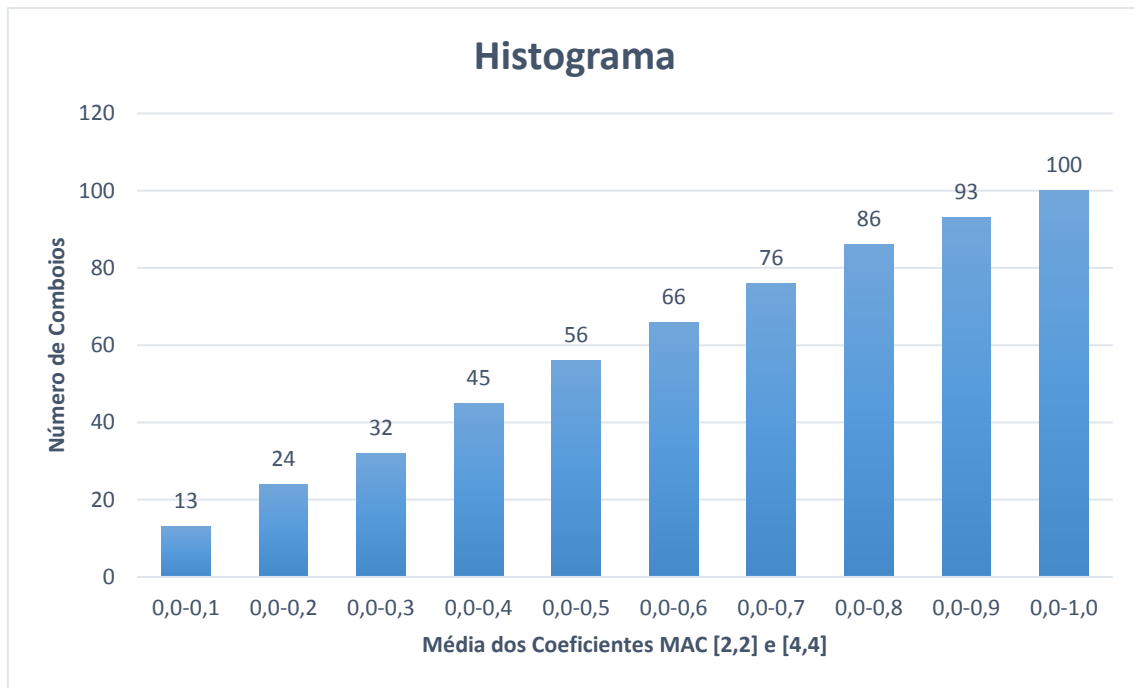


Figura 5.24 – Histograma do número acumulado de comboios em relação à média dos coeficientes MAC [2,2] e [4,4]

Na Figura 5.24 verifica-se que existem setenta e seis comboios cuja média dos coeficientes MAC [2,2] e [4,4] é igual ou inferior a 0,7 e que, portanto, são comboios que possivelmente não excitaram o 2º e 4º modos de vibração, não devendo ser considerados na amostra.

De modo a identificar os comboios que devem ser descartados, calculou-se a média dos quatro valores da diagonal principal da matriz dos coeficientes MAC de cada um dos cem comboios e optou-se por se descartar os oitenta com a média inferior que se considera que possam não ter excitado todos os modos.

Dado que a amostra de comboios se reduziu a vinte calcularam-se novos valores de frequências do processamento de sinal, para que tanto a matriz dos coeficientes MAC como o valor das diferenças nas frequências estejam associados aos mesmos comboios (Tabelas 5.10 e 5.11).

R	Frequências [Hz]			
	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf
Média	5,091	5,641	6,302	7,112
Mediana	5,107	5,670	6,304	7,126

Tabela 5.10 – Média e mediana dos valores de frequências obtidos pelo processamento de sinal dos vinte comboios

Desvio [%]	Diferença Média R [%]				
	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	Média
0	7,44	8,78	10,11	8,70	8,76
2,5	5,03	6,36	7,70	6,36	6,36
5	2,65	3,99	5,33	4,06	4,01
7,5	0,33	1,67	3,01	1,81	1,71
10	1,92	0,60	0,75	0,41	0,92
12,5	-4,14	-2,82	-1,48	-2,57	-2,75

Tabela 5.11 – Diferença entre as frequências do modelo de EF com a média das frequências dos vinte comboios obtidas pelo processamento do sinal em relação ao desvio nos parâmetros iniciais

Na Tabela 5.11 observa-se que os melhores resultados estão associados novamente a um nível de desvio na calibração de 10%, pelo que a matriz dos coeficientes MAC apresentada em seguida está igualmente associada a este nível de desvio (Tabela 5.12).

Número de comboios	Média dos coeficientes MAC			
	20	0,937	0,094	0,202
0,125		0,821	0,369	0,194
0,143		0,328	0,902	0,022
0,097		0,113	0,060	0,811

Tabela 5.12 – Matriz representativa da média das matrizes dos coeficientes MAC para os vinte comboios

Analisando a Tabela 5.12 verifica-se que, com a redução do número de comboios de cem para vinte, os valores dos coeficientes MAC [2;2] e [4;4] aumentaram consideravelmente. Como tal, com uma amostra representativa de vinte comboios, pode-se afirmar que a presente matriz evidencia uma forte correlação entre os modos de vibração do processamento de sinal e o modelo de elementos finitos.

5.2.2. Análise Time-History

5.2.2.1. Comboio Alfa Pendular

Após o registo do caso de carga associado à passagem do comboio Alfa Pendular no programa SAP2000™ obtiveram-se os valores de acelerações e deslocamentos verticais (Figuras 5.25 e 5.26, respetivamente). Estes foram medidos nos nós cuja posição corresponde aos locais onde estão os acelerómetros AC.04, AC.05 e AC.06 do sistema de monitorização *in situ*.

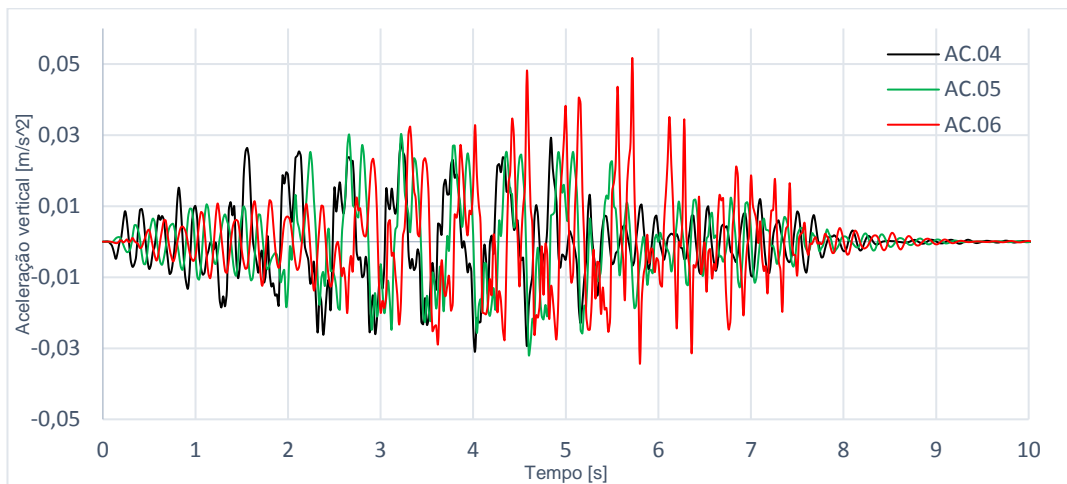


Figura 5.25 – Acelerações verticais devidas à passagem do comboio Alfa Pendular

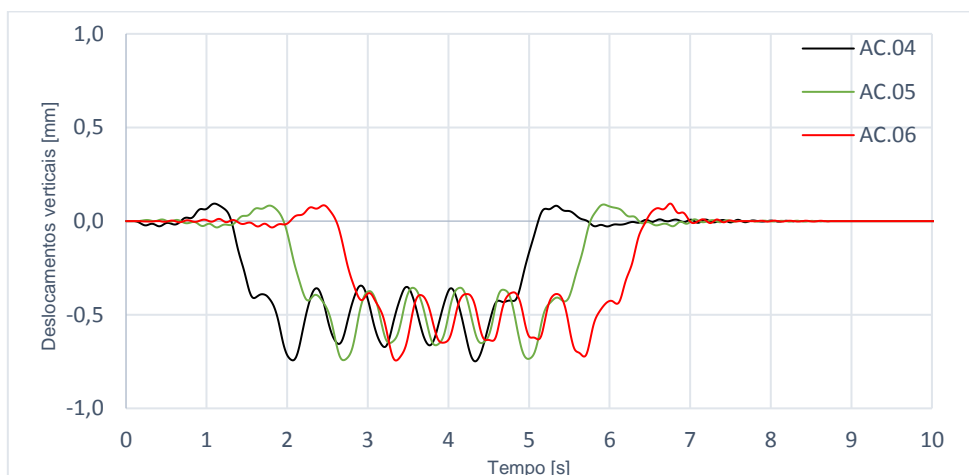


Figura 5.26 – Deslocamentos verticais devidos à passagem do comboio Alfa Pendular

As técnicas de tratamento e de processamento de dados incluíram a eliminação da vibração forçada devida à passagem do comboio, pelo que apenas foi analisada a vibração livre, a centralização e a eliminação das tendências das séries temporais e ainda a função FDD. Estas foram aplicadas às acelerações verticais alcançadas a partir da passagem do comboio Alfa Pendular, obtendo-se as magnitudes dos valores próprios (Figura 5.27) e conseqüentemente as frequências modais, e os modos de vibração (Figura 5.28).

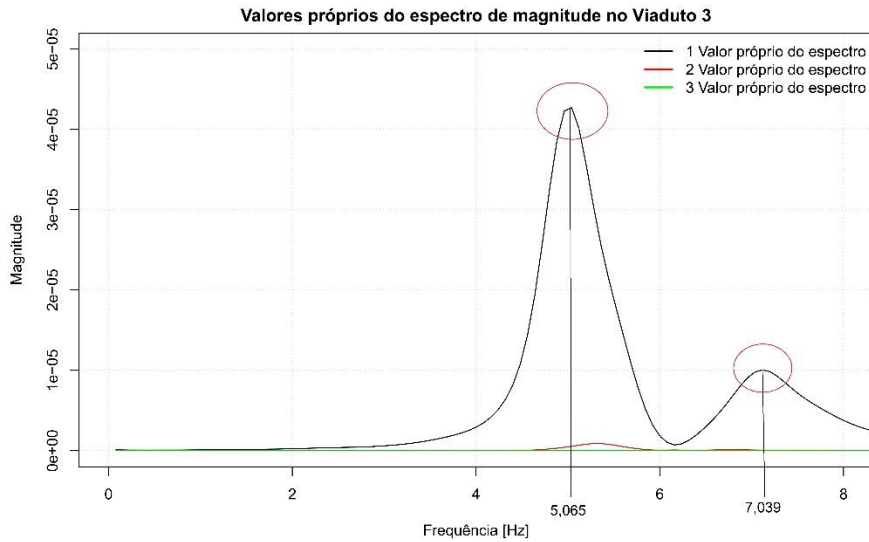


Figura 5.27 – Magnitude dos valores próprios para o comboio Alfa Pendular

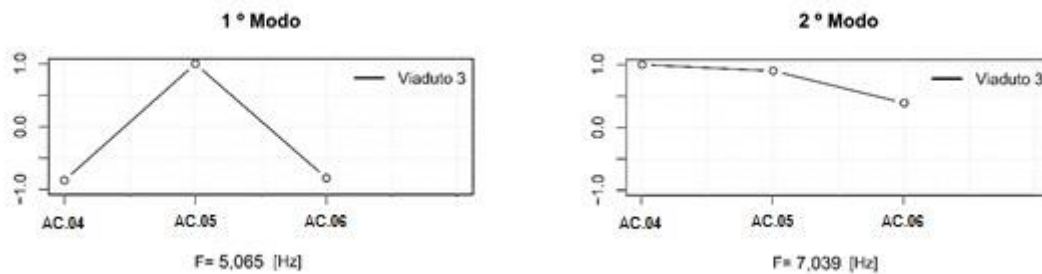


Figura 5.28 – Modos de vibração devidos à passagem do comboio Alfa Pendular

Na Figura 5.27 é possível constatar que apenas existem dois picos de magnitude dos valores próprios devidos à passagem do comboio 10 medido *in situ*. Esta ocorrência atribui-se possivelmente a erros na medição experimental da passagem dos comboios. Com efeito, a existência de certas irregularidades nos comboios, bem como de imprecisões e erros de parametrização nos sensores de aceleração pode produzir medições de acelerações que originem novos modos de vibração não contabilizados no modelo numérico. Adicionalmente, a simplificação da representação da modelação do comboio no modelo numérico, quando comparado com a realidade, pode ainda possibilitar a não deteção de alguns dos modos identificados na via experimental. Importa referir que os modelos reais são sempre mais complexos que os numéricos e ainda que as medições experimentais, depois das técnicas de tratamento de dados, englobam as vibrações livre e ambiental, enquanto as do modelo numérico apenas são compostas pela vibração livre.

Em seguida compara-se as frequências modais devidas à passagem do comboio Alfa Pendular com as frequências devidas à análise modal do modelo numérico e com as do processamento de sinal (Tabela 5.13), os modos de vibração da Análise Time-History do comboio Alfa Pendular com a análise modal do modelo numérico (Tabela 5.14.) e com os modos de vibração do comboio 10 (Tabela 5.15), pela matriz dos coeficientes MAC:

Casos	Frequências [Hz]				Diferença [%]				
	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	Média
SAP Pendular	5,065	-	-	7,039	-	-	-	-	-
SAP Modal	4,993	5,607	6,349	7,083	1,43	-	-	0,63	1,03
20 Comboios	5,091	5,641	6,302	7,112	0,52	-	-	1,03	0,78
Comboio 10	5,187	5,820	6,264	7,106	2,36	-	-	0,95	1,66

Tabela 5.13 – Comparação das frequências devidas ao comboio Alfa Pendular com as frequências das outras abordagens

Modo	SAP Modal			SAP Pendular			Matriz dos Coeficientes MAC	
	AC.04	AC.05	AC.06	AC.04	AC.05	AC.06		
1	0,009	-0,009	0,006	1,000	-0,620	0,475	0,949	0,117
2	0,005	0,005	-0,009	1,000	0,492	0,138	0,034	0,201
3	0,006	-0,006	-0,007	-	-	-	0,243	0,034
4	-0,008	-0,008	-0,002	-	-	-	0,071	0,893

Tabela 5.14 – Matriz dos coeficientes MAC entre os modos devidos ao comboio Alfa Pendular e os modos da análise modal ao modelo numérico

Modo	SAP Modal			SAP Pendular			Matriz dos Coeficientes MAC	
	AC.04	AC.05	AC.06	AC.04	AC.05	AC.06		
1	-0,827	1,000	-0,745	0,009	-0,009	0,006	0,991	0,000
2	-0,707	-0,393	1,000	-0,008	-0,008	-0,002	0,041	0,215
3	-0,895	0,464	1,000	-	-	-	0,078	0,008
4	0,841	1,000	0,753	-	-	-	0,027	0,875

Tabela 5.15 - Matriz dos coeficientes MAC entre os modos devidos ao comboio Alfa Pendular e o comboio 10 do processamento de sinal

Da Tabela 5.13 conclui-se, que a diferença entre frequências para as três comparações é baixa, obtendo-se o valor mínimo quando se compara o Alfa Pendular com as frequências do processamento de sinal para os vinte comboios escolhidos. Pelos valores da frequência conclui-se que o valor da primeira frequência corresponde igualmente ao da primeira frequência para os outros casos e que o da segunda frequência corresponde ao da quarta frequência para os outros casos.

Mediante as Tabelas 5.14. e 5.15 pode-se constatar que o primeiro modo de vibração do comboio Alfa Pendular corresponde igualmente e com uma forte correlação ao primeiro modo dos outros dois casos, enquanto seu segundo modo corresponde na realidade ao quarto modo de vibração com uma correlação consideravelmente forte, facto expectável quando considerando o valor da frequência.

5.2.2.2. Comboio Intercidades

Após correr o caso de carga associado à passagem do comboio Intercidades obtiveram-se do programa SAP2000™ os seguintes valores de acelerações (Figura 5.29) e deslocamentos verticais (Figura 5.30), medidos pelos nós cuja posição corresponde aos locais onde estão os acelerómetros AC.04, AC.05 e AC.06 do sistema de monitorização *in situ*.

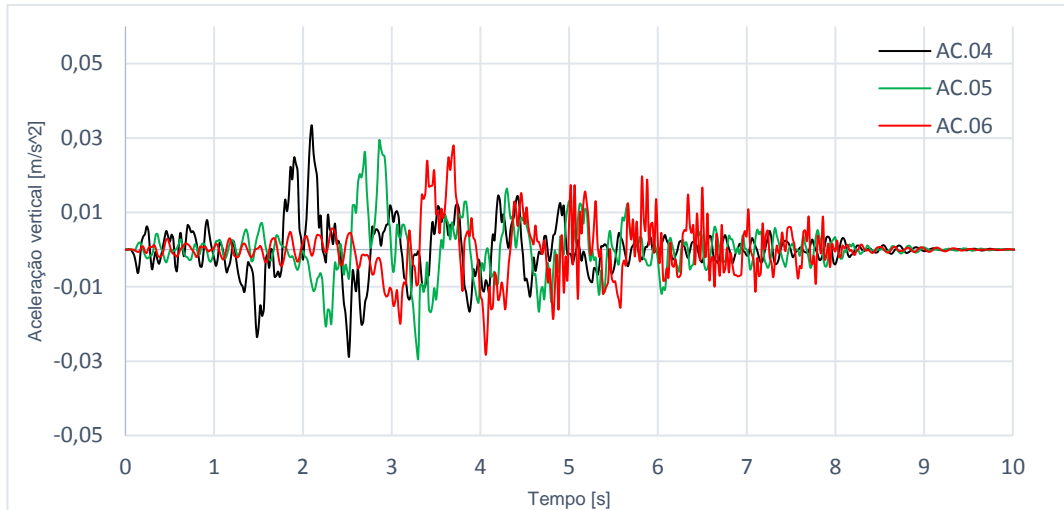


Figura 5.29 – Acelerações verticais devidas à passagem do comboio Intercidades

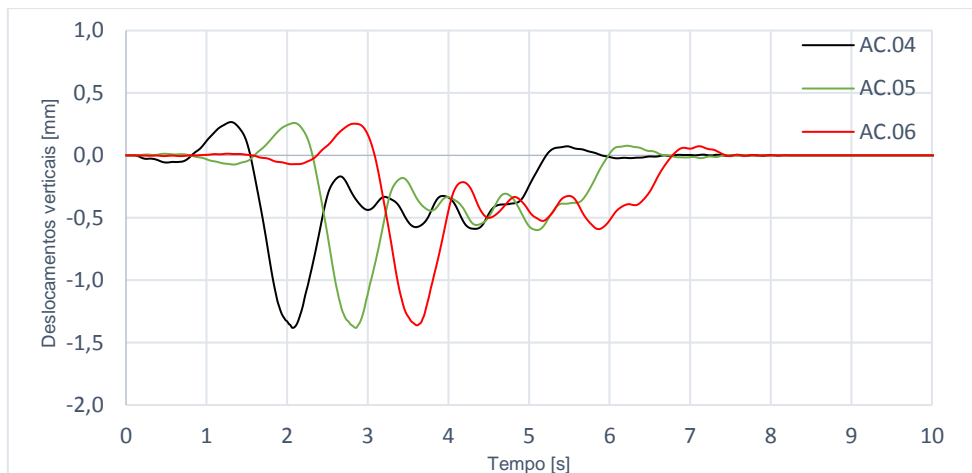


Figura 5.30 – Deslocamentos verticais devidos à passagem do comboio Intercidades

Relativamente à passagem do comboio Intercidades, depois de aplicar técnicas de tratamento de dados semelhantes às utilizadas para efeitos de estudo do caso do comboio Alfa Pendular e a função FDD às acelerações verticais, obteve-se as magnitudes dos valores próprios (Figura 5.31), e os modos de vibração (Figura 5.32) seguintes:

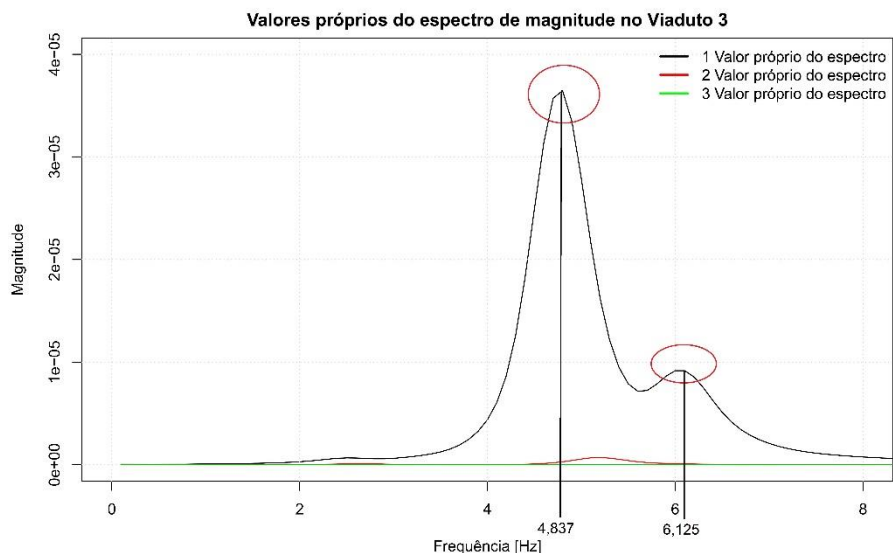


Figura 5.31 – Magnitude dos valores próprios para o comboio Intercidades

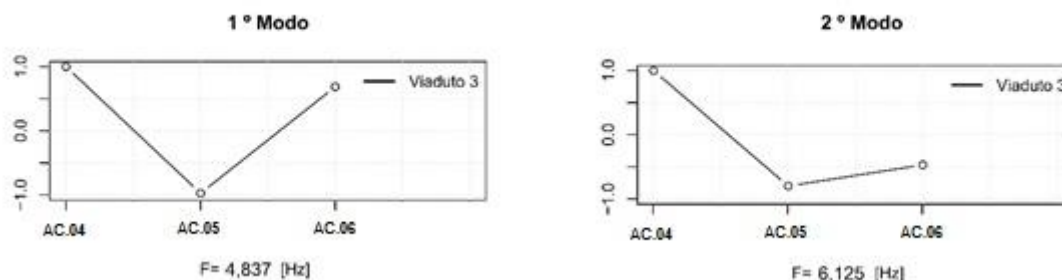


Figura 5.32 – Modos de vibração devidos à passagem do comboio Intercidades

Na Figura 5.31 é possível reparar que apenas dois picos se notam, em comparação com a Figura 4.21 das magnitudes dos valores próprios devidas à passagem do comboio 10 medido *in situ*.

Em seguida compara-se as frequências modais devidas à passagem do comboio Intercidades com as frequências devidas à análise modal do modelo numérico e com as do processamento de sinal (Tabela 5.16), os modos de vibração da Análise Time-History do comboio Intercidades com a análise modal do modelo numérico (Tabela 5.17) e com os modos de vibração do comboio 10 (Tabela 5.18), pela matriz dos coeficientes MAC:

Casos	Frequências [Hz]				Diferença [%]				
	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	Média
SAP Intercidades	4,837	-	6,125	-	-	-	-	-	-
SAP Modal	4,993	5,607	6,349	7,083	3,13	-	3,53	-	3,33
20 Comboios	5,091	5,641	6,302	7,112	5,00	-	2,81	-	3,91
Comboio 10	5,187	5,820	6,264	7,106	6,75	-	2,22	-	4,49

Tabela 5.16 – Comparação das frequências devidas ao comboio Intercidades com as frequências das outras abordagens

Modo	SAP Modal			SAP Intercidades			Matriz dos Coeficientes MAC	
	AC.04	AC.05	AC.06	AC.04	AC.05	AC.06		
1	0,009	-0,009	0,006	1,000	-0,844	0,699	0,994	0,040
2	0,005	0,005	-0,009	-0,325	0,829	1,000	0,117	0,200
3	0,006	-0,006	-0,007	-	-	-	0,172	0,877
4	-0,008	-0,008	-0,002	-	-	-	0,022	0,153

Tabela 5.17 – Matriz dos coeficientes MAC entre os modos devidos ao comboio Intercidades e os modos da análise modal ao modelo numérico

Modo	SAP Modal			SAP Intercidades			Matriz dos Coeficientes MAC	
	AC.04	AC.05	AC.06	AC.04	AC.05	AC.06		
1	-0,827	1,000	-0,745	1,000	-0,844	0,699	0,975	0,031
2	-0,707	-0,393	1,000	-0,325	0,829	1,000	0,029	0,276
3	-0,895	0,464	1,000	-	-	-	0,078	0,777
4	0,841	1,000	0,753	-	-	-	0,055	0,420

Tabela 5.18 - Matriz dos coeficientes MAC entre os modos devidos ao comboio Intercidades e o comboio 10 do processamento de sinal

Da Tabela 5.16 conclui-se, que a diferença entre frequências para as três comparações é relativamente baixa, obtendo-se o valor mínimo quando se compara o Intercidades com as frequências da análise modal do modelo numérico. Pelos valores da frequência conclui-se que o valor da primeira frequência corresponde igualmente ao da primeira frequência para os outros casos e que o da segunda frequência corresponde ao da terceira frequência para os outros casos.

Pelas Tabelas 5.17. e 5.18 pode-se constatar que o primeiro modo de vibração do comboio Intercidades corresponde igualmente e com uma forte correlação ao primeiro modo dos outros dois casos, enquanto seu segundo modo corresponde na realidade ao terceiro modo de vibração com uma correlação forte para a comparação com a análise modal do modelo numérico e relativamente forte para a comparação com o comboio 10, facto que pelo valor da frequência já seria de esperar.

Capítulo 6

6. Simulação de dano

Este capítulo apresenta a metodologia e os resultados obtidos a partir da simulação de dano no modelo numérico.

A metodologia utilizada para a simulação do dano foi baseada em [77]. Para tal, este foi aplicado em dois pilares: (1) assentamento de dez centímetros na base do pilar intermédio um (PI1) e (2) assentamento de dez centímetros na base do pilar três (PI3), sendo que para cada pilar foram introduzidos 2 tipos de dano, originando um total de quatro simulações de dano.

Começou por se produzir um caso de carga do tipo estático para cada assentamento. Cada caso engloba o peso próprio da estrutura, as cargas equivalentes do pré-esforço e o assentamento aplicado. Depois de correr no programa cada caso registaram-se as tensões longitudinais (S_{11}), dadas por gráficos de cores associadas a valores de tensão que vão de 3,6 MPa (valor próximo da tensão de rotura do betão C45/55 à tração ($f_{ctm}=3,8\text{MPa}$)) a 10MPa.

Caso representativo: Assentamento de dez centímetros na base do pilar intermédio PI1

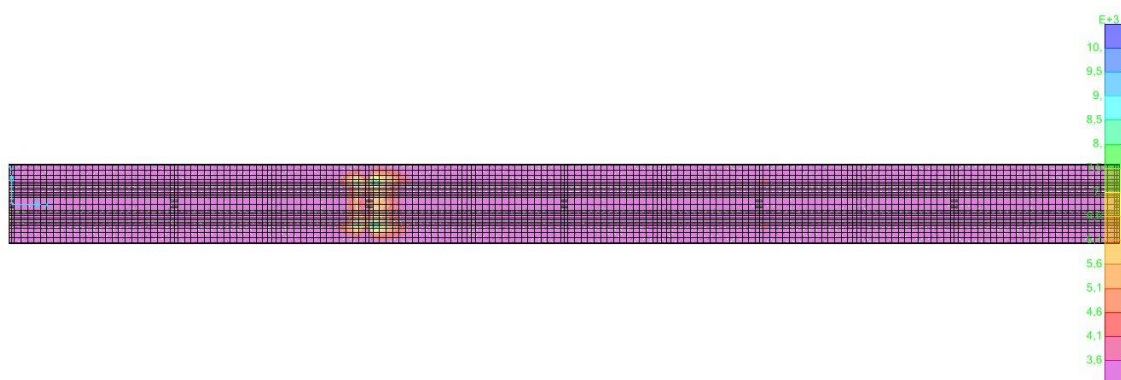


Figura 6.1 – Vista em planta das tensões longitudinais no banzo superior do viaduto

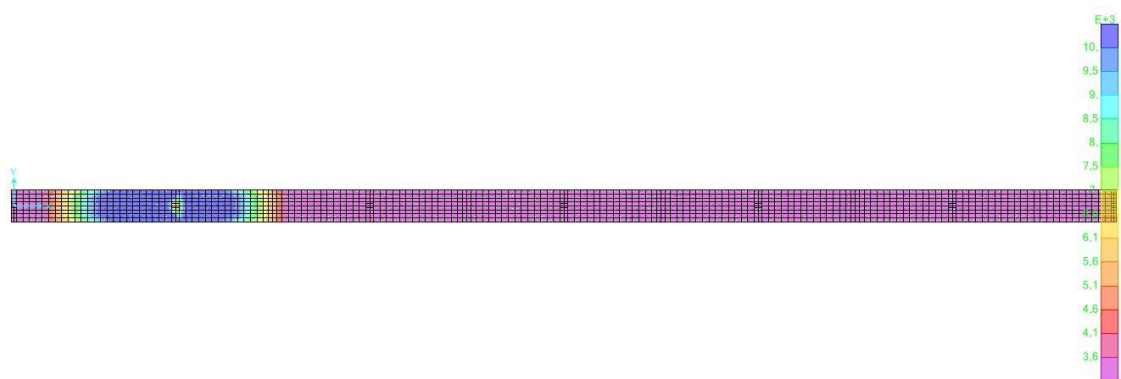


Figura 6.2 – Vista em planta das tensões longitudinais no banzo inferior do viaduto

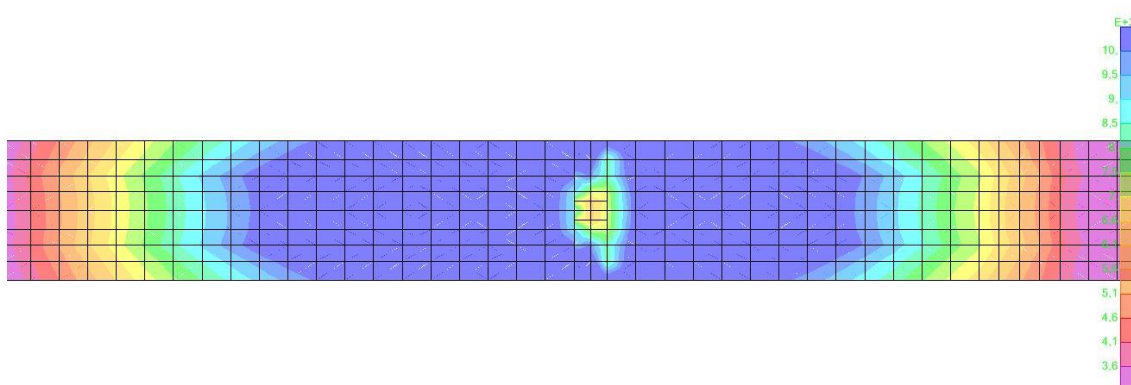


Figura 6.3 – Pormenor da vista em planta das tensões longitudinais no banzo inferior

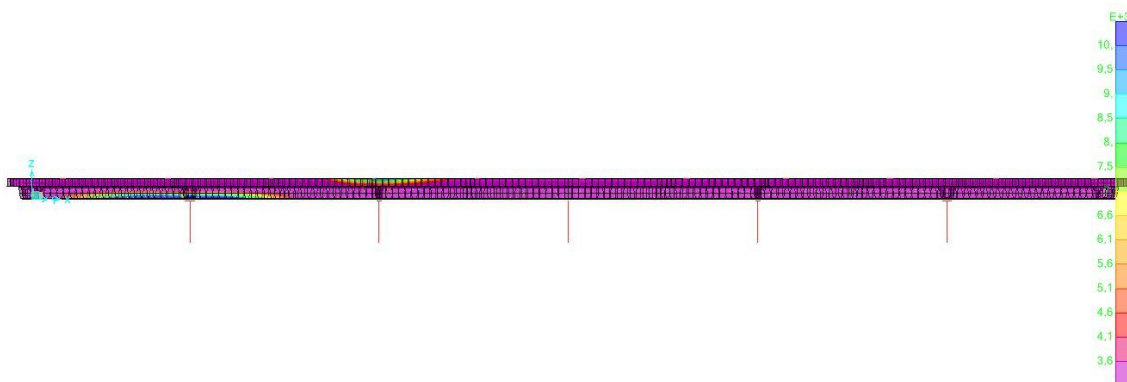


Figura 6.4 – Vista em alçada das tensões longitudinais no viaduto

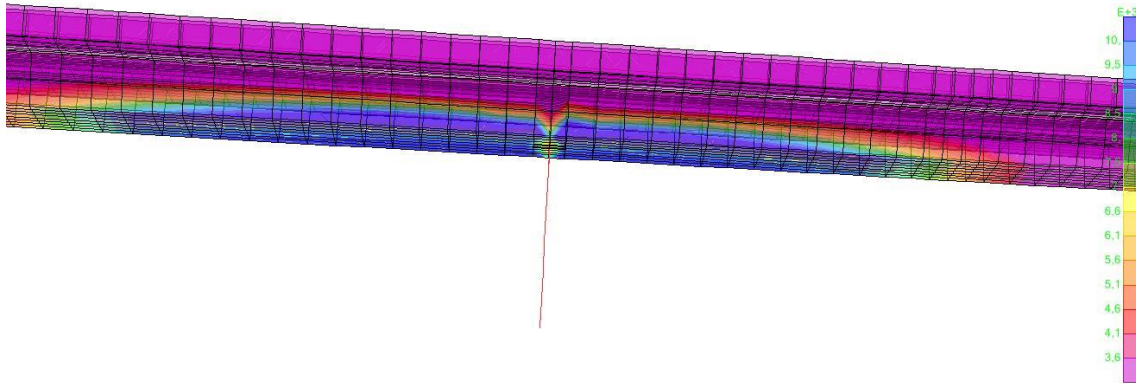


Figura 6.5 – Vista em perspectiva das tensões longitudinais no viaduto

Considerando as figuras anteriores, observa-se que neste caso existe uma grande área de fendilhação no banzo inferior e na metade inferior das almas do tabuleiro na zona do pilar PI1. Registou-se ainda uma pequena área de fendilhação no banzo do tabuleiro na zona do pilar PI2. Após a aplicação do caso de carga estático, observou-se uma grande área de fendilhação no banzo inferior e nas almas do tabuleiro na zona do pilar PI3 e pequenas zonas de fendilhação no banzo superior do tabuleiro nas zonas dos pilares PI2 e PI4.

Após ser identificada a zona de fendilhação torna-se possível proceder à simulação efetiva do dano, através da redução da rigidez à flexão e à torção da zona fendilhada. A variação da redução é feita através da função de dano apresentada na Figura 6.6.

Nesta primeira simulação assume-se que tanto a rigidez de flexão como a de torção sofrem uma redução “ α ” de 30%, pelo que: $E=0,7E_0$ e $G=0,7G_0$ e que a variação da redução da rigidez não linear pouco acentuada, pelo que $n_{esq}=n_{dir}=1,0$. Como é mostrado nas Figuras 6.1 e 6.4, é possível saber o comprimento “ a ” da zona danificada para cada vão uma vez que se sabe o comprimento de cada elemento de área.

Neste cenário, a função de dano é, portanto, dada pela expressão:

$$32400000 = E(1 - (1 - 0,7) \cos\left(\frac{\pi}{2} \times \left(\frac{x}{a}\right)^{1,0}\right))^2 \quad (6.1)$$

Sendo que o valor de “ a ” está dependente do vão e do elemento em estudo (banzo inferior, superior ou alma) e que “ x ” varia longitudinalmente.

Outro modo de descrever o dano antecipado na estrutura é considerar que na zona do pilar se forma uma “rótula plástica”, reduzindo de modo mais significativo a rigidez, embora numa menor área. Neste cenário assume-se que tanto a rigidez de flexão como a de torção sofrem uma redução “ α ” de 80%, pelo que: $E=0,2E_0$ e $G=0,2G_0$ e uma variação da redução da rigidez não linear acentuada, assumindo-se $n_{esq}=n_{dir}=0,5$, sendo a função de dano dada por:

$$32400000 = E(1 - (1 - 0,2) \cos\left(\frac{\pi}{2} \times \left(\frac{x}{a}\right)^{0,5}\right))^2 \quad (6.2)$$

Com as expressões (6.1) e (6.2) pode-se atualizar o valor da rigidez, de flexão e de torção de todos os elementos pertencentes à zona fendilhada para todas as simulações.

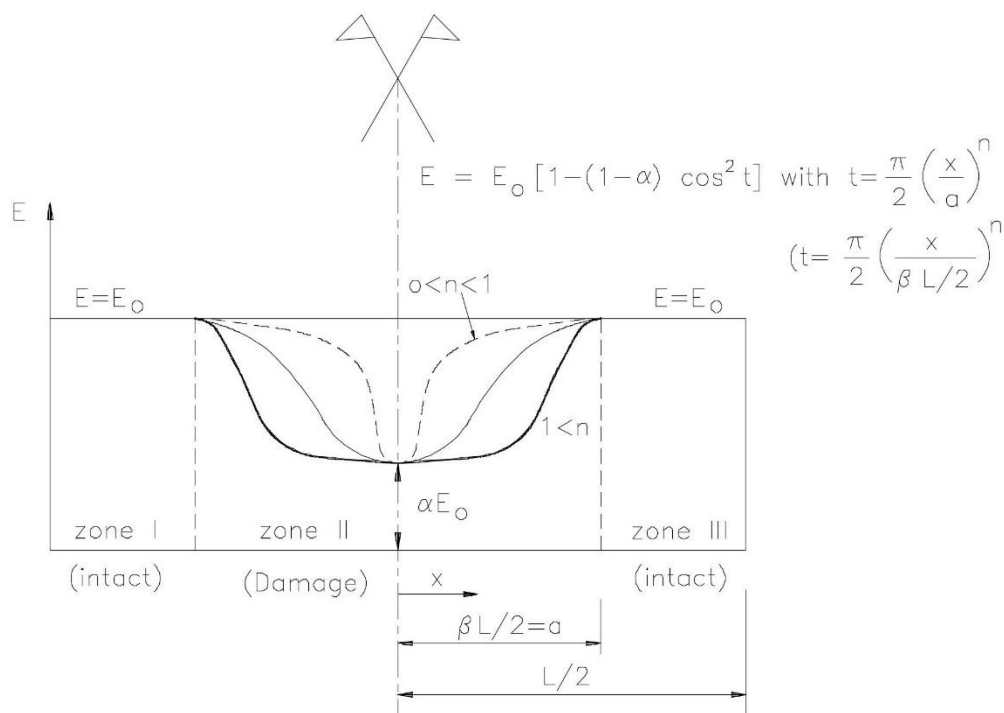


Figura 6.6 – Função de dano ([77])

Usou-se a mesma metodologia para todos os cenários, na atualização do modelo de elementos finitos. Seguidamente aplicou-se a análise modal, a partir da qual se obteve as frequências modais. Posteriormente calculou-se as diferenças entre as frequências de cada cenário de dano e as frequências do modelo numérico sem dano:

	Caso	Simulação	Frequências [Hz]				Diferença [%]				
			1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	1ªf	2ªf	3ªf	4ªf	Média
SAP Modal	-	Sem dano	4,993	5,607	6,349	7,083	-	-	-	-	-
	PI1	Dano de tipo 1	4,908	5,581	6,329	7,068	1,70	0,47	0,31	0,21	0,67
		Dano de tipo 2	4,966	5,559	6,319	7,047	0,54	0,86	0,47	0,51	0,59
	PI3	Dano de tipo 1	4,958	5,576	6,307	7,051	0,70	0,56	0,66	0,45	0,59
Dano de tipo 2		4,916	5,534	6,308	6,883	1,54	1,30	0,65	2,82	1,58	

Tabela 6.1- Tabela de comparação das frequências modais entre o caso sem dano e os quatro cenários de dano

Na Tabela 6.1, observa-se que para os quatro tipos de simulação se obteve um valor médio de diferença consideravelmente baixo. Esta ocorrência deve-se, provavelmente, ao facto de que para a maioria dos quatro modos, nas secções dos pilares PI1 e PI3, existe uma curvatura pouco acentuada. O facto do momento na secção dos pilares ser praticamente nulo, conduz a uma manutenção da rigidez global da estrutura, independentemente da redução da rigidez local aplicada. Este facto constitui a razão pela qual a diferença média das frequências para a segunda

simulação é menor que para a primeira, pois mesmo tendo um valor de rigidez menor da secção do pilar, tem uma maior variação da redução numa menor distância longitudinal. Por este motivo a área da zona fendilhada será menor para segunda simulação relativamente à primeira. No entanto, nota-se na quarta simulação uma diferença média maior das frequências, causada maioritariamente pelo valor da diferença da quarta frequência. Na Figura 5.22 (Capítulo 5) observa-se que, para o quarto modo de vibração, a curvatura da secção do pilar PI3 já é acentuada, contrariamente à do pilar PI1. Deste modo a rigidez global da estrutura sofre uma maior alteração para uma grande redução de rigidez local na secção do pilar.

A cada frequência calculada está associado um modo de vibração, sendo que foi utilizada a matriz dos coeficientes MAC para comparar os modos de cada simulação de dano com os do modelo sem dano, apresentando-se os valores nas tabelas seguintes:

Comparação associada à primeira simulação

Sem Dano			Dano tipo 1 em PI1			Matriz dos Coeficientes MAC			
AC.04	AC.05	AC.06	AC.04	AC.05	AC.06				
0,009	-0,009	0,006	0,009	-0,009	0,006	1,000	0,180	0,183	0,004
0,005	0,005	-0,009	0,004	0,005	-0,009	0,131	0,997	0,259	0,182
0,006	-0,006	-0,007	0,007	-0,006	-0,007	0,193	0,201	0,999	0,017
-0,008	-0,008	-0,002	0,008	0,008	0,002	0,007	0,186	0,005	0,999

Tabela 6.2 – Comparação entre as configurações modais do modelo numérico sem dano com o modelo da primeira simulação de dano

Na Tabela 6.2 observa-se que existe uma alta correlação entre os modos em análise, concluindo-se que a introdução deste tipo de dano não teve praticamente influência nos modos, o que está provavelmente relacionado com o facto das diferenças das frequências serem quase nulas.

Comparação associada à segunda simulação

SAP Modal			Dano tipo 2 em PI1			Matriz dos Coeficientes MAC			
AC.04	AC.05	AC.06	AC.04	AC.05	AC.06				
0,009	-0,009	0,006	0,008	-0,008	0,005	0,996	0,164	0,126	0,011
0,005	0,005	-0,009	0,004	0,005	-0,009	0,084	0,993	0,342	0,165
0,006	-0,006	-0,007	0,006	-0,005	-0,008	0,232	0,220	0,990	0,024
-0,008	-0,008	-0,002	-0,007	-0,007	-0,003	0,004	0,181	0,003	0,995

Tabela 6.3 – Comparação entre as configurações modais do modelo numérico sem dano com o modelo da segunda simulação de dano

Nesta comparação regista-se, à semelhança da Tabela 6.2, uma alta correlação para todos os modos.

Comparação associada à terceira simulação

SAP Modal			Dano tipo 1 em PI3			Matriz dos Coeficientes MAC			
AC.04	AC.05	AC.06	AC.04	AC.05	AC.06				
0,009	-0,009	0,006	0,009	-0,008	0,006	0,998	0,187	0,177	0,003
0,005	0,005	-0,009	-0,004	-0,005	0,009	0,115	0,996	0,286	0,183
0,006	-0,006	-0,007	-0,007	0,006	0,007	0,205	0,195	0,995	0,019
-0,008	-0,008	-0,002	0,008	0,009	0,002	0,010	0,186	0,001	0,999

Tabela 6.4 – Comparação entre as configurações modais do modelo numérico sem dano com o modelo da terceira simulação de dano

Relativamente à Tabela 6.4 observa-se que este tipo de dano tem uma influência bastante reduzida sobre os modos de vibração. Nesta comparação existe uma relação moderada entre a influência do dano nos modos e nas frequências.

Comparação associada à quarta simulação

SAP Modal			Dano tipo 2 em PI3			Matriz dos Coeficientes MAC			
AC.04	AC.05	AC.06	AC.04	AC.05	AC.06				
0,009	-0,009	0,006	-0,010	0,010	-0,005	0,984	0,097	0,057	0,023
0,005	0,005	-0,009	0,006	0,006	-0,008	0,080	0,963	0,370	0,077
0,006	-0,006	-0,007	0,005	-0,005	-0,008	0,292	0,173	0,959	0,041
-0,008	-0,008	-0,002	-0,008	-0,008	-0,004	0,003	0,366	0,018	0,970

Tabela 6.5 – Comparação entre as configurações modais do modelo numérico sem dano com o modelo da quarta simulação de dano

Por fim, na Tabela 6.5, observa-se que a introdução deste tipo de dano no pilar PI3 tem uma influência muito reduzida nos modos.

Capítulo 7

7. Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1. Conclusões

O trabalho descrito na presente dissertação foi desenvolvido com o objetivo de identificar a resposta dinâmica do viaduto de Santana do Cartaxo através de diferentes métodos perante distintos cenários. Na primeira parte desta dissertação resposta dinâmica foi reproduzida mediante o processamento de dados obtidos experimentalmente e por via de modelação numérica. A modelação numérica apresenta como desvantagem o facto do seu modelo de elementos finitos, desenvolvido a partir do projeto já existente, nem sempre ser representativo do comportamento real da estrutura, pelo que existe a necessidade de uma calibração do modelo. No que diz respeito ao processamento de dados adquiridos experimentalmente, atualmente já é possível obter propriedades dinâmicas associadas ao comportamento real da estrutura. A comparação entre estas duas vias permite uma melhor perceção da influência de certos fatores que não são considerados no modelo de elementos finitos como a continuidade entre elementos estruturais, o efeito potenciado pelo dano e ainda a contribuição de elementos não estruturais.

Na comparação entre as frequências modais e o processamento do sinal pela identificação modal com o modelo numérico por calibrar obtiveram-se diferenças percentuais relativas de aproximadamente 9%. Após calibração através de um processo iterativo aos valores do módulo de elasticidade dos elementos de betão do viaduto, este valor diminuiu para cerca de 1%.

A comparação entre os modos de vibração foi feita através da matriz dos coeficientes MAC. Ao elaborar a média das cem matrizes dos coeficientes MAC relativas à comparação entre os modos de vibração do modelo calibrado e os modos de cada um dos cem comboios obteve-se uma matriz que apresentou uma correlação média de 67% entre as configurações modais, aliada a uma diferença de 1% das frequências. Este valor é devido ao facto de, dos cem comboios avaliados, existirem vários que não excitaram o segundo e quarto modo de vibração, razão pela qual se eliminou os oitenta comboios com a média da diagonal principal da matriz dos coeficientes MAC mais baixa.

Com o conjunto de comboios processados através da análise modal reduzido a vinte obteve-se novamente uma diferença média relativa de aproximadamente 1% com uma correlação média de cerca de 87%, considerada como forte.

A partir da comparação entre as frequências devidas à passagem do comboio Alfa Pendular verificou-se uma diferença de aproximadamente 1% em relação às frequências obtidas pela análise modal efetuada ao modelo numérico calibrado e às medições dos vinte comboios remanescentes.

Na comparação das configurações modais geradas pelo comboio Alfa Pendular com os outros dois casos mencionados, obteve-se uma correlação média para ambas de aproximadamente 93%. Pela análise da matriz dos coeficientes MAC, aquando da passagem do comboio Alfa Pendular, apenas duas frequências modais foram identificadas, sendo que o primeiro modo de vibração devido ao comboio corresponde igualmente ao primeiro modo das duas outras análises e que o seu segundo modo corresponde na realidade ao quarto modo das outras análises.

No caso do comboio intercity obtiveram-se frequências de cerca de 3% para a comparação com as da análise modal feita ao modelo numérico calibrado e de aproximadamente 4% para as da média dos vinte comboios.

Relativamente às configurações modais obteve-se uma correlação de sensivelmente 94% entre os modos do comboio e os da análise modal efetuada ao modelo numérico calibrado e uma correlação de 88% com o comboio 10.

No que diz respeito à introdução de dano concluiu-se que, para este viaduto, o tipo de dano introduzido provoca alterações pouco significativas nas frequências modais, uma vez que a diferença entre as frequências do modelo antes e após a aplicação deste tipo de dano é bastante reduzida. A média das diferenças para cada uma das quatro simulações é aproximadamente igual 0,7% para a primeira, 0,6% para a segunda, 0,6% para a terceira e 1,6% para a quarta.

Em relação à comparação entre os modos de vibração, registaram-se correlações muito fortes (cerca de 90%) para as quatro, pelo que podemos concluir que qualquer uma das simulações de dano praticamente não influenciou os modos de vibração.

7.2. Desenvolvimentos futuros

Na sequência do estudo desenvolvido na presente dissertação, são apresentadas algumas sugestões para uma possível continuação deste trabalho:

- Identificação da resposta dinâmica da estrutura perante a passagem de uma maior variedade de veículos num modelo com e sem introdução de dano;
- Uma vez que não se calcularam os coeficientes de amortecimento modal, propõe-se um estudo com base na aplicação do método melhorado de decomposição no domínio da frequência;
- Dado que este trabalho incidiu exclusivamente sobre as acelerações verticais, elaborar um estudo em que se avalie as propriedades dinâmicas associadas às acelerações transversais e/ou longitudinais, de modo a abranger outros modos de vibração;
- Elaboração de uma análise sazonal que vise identificar as influências dos aspetos ambientais no viaduto.
- Uma vez que o dano introduzido no trabalho apresentado, não gerou diferenças significativas, propõem-se a introdução de outros cenários de dano.

Referências Bibliográficas

- [1] J. P. Santos, "Smart Structural Health Monitoring Techniques for Novelty Identification in Civil Engineering Structures," Ph.D. Thesis. Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa, 2014.
- [2] A. A. Mufti, "Structural Health Monitoring of Innovative Canadian Civil Engineering Structures," *ISIS Canada.*, vol. 1, no. 1, pp. 89–103, 2002.
- [3] G. D. Zhou and T. H. Yi, "Recent developments on wireless sensor networks technology for bridge health monitoring," *Math. Probl.Eng.*, 2013.
- [4] G. D. Zhou and T. H. Yi, "The nonuniform node configuration of wireless sensor networks for long-span bridge health monitoring," *Int. J. Distrib. Sens. Networks*, 2013.
- [5] C. R. Farrar and K. Worden, "An introduction to structural health monitoring," *Philos. Trans.A Math. Phys. Eng. Sci.*, vol. 365, pp. 303–315, 2007.
- [6] X. Hu and H. W. Shenton, "Damage Identification Based on Dead Load Redistribution Methodology," *J. Struct. Eng.*, vol. 132, no. 8, pp. 1254–1263, 2006.
- [7] D. Posenato, P. Kripakaran, D. Inaudi, and I. F. C. Smith, "Methodologies for model-free data interpretation of civil engineering structures," *Comput. Struct.*, vol. 88, no. 7–8, pp. 467–482, 2010.
- [8] Aftab Mufti, "Guidelines for Structural health Monitoring, Design Manual No. 2," Winnipeg, Manitoba, Canada, 2001.
- [9] E. Figueiredo, "Damage Identification in Civil Engineering Infrastructure under Operational and Environmental Conditions," Ph.D. Thesis. Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, 2010.
- [10] D. M. Frangopol, M. Ghosn, G. Hearn, and Andrzej S. Nowak, "Bridge Reliability Assessment Based on Monitoring," *J. Bridg. Eng.*, vol. 3, no. 4, pp. 151–154, 1998.
- [11] A. Cury, "Techniques D'Anormalité Appliquées a la Surveillance de Santé Structurale," Ph.D. Thesis. École doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement - Université Paris-Est, 2010.
- [12] D. Posenato, "Model-Free Data Interpretation for Continuous Monitoring of Complex Structures," Ph.D. Thesis. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2009.
- [13] H. Sohn, J. Czarnecki, and C. Farrar, "Structural Health Monitoring Using Statistical Process Control," *J. Struct. Eng.*, vol. 126, no. 11, pp. 1356–1363, 2000.
- [14] P. Omenzetter and J. M. W. Brownjohn, "Application of time series analysis for bridge monitoring," *Smart Mater. Struct.*, vol. 15, no. 1, pp. 129–138, 2006.

- [15] S. D. Glaser and A. Tolman, "Sense of Sensing: From Data to Informed Decisions for the Built Environment," *J. Infrastruct. Syst.*, vol. 14, no. 1, pp. 4–14, 2008.
- [16] I. Laory, "Model-Free Methodologies for Data-Interpretation during Continuous Monitoring of Structures," Ph.D. Thesis. École Polytechnic Fédérale de Lausanne, 2013.
- [17] J. M. W. Brownjohn, "Structural health monitoring of civil infrastructure," *Philos. Trans. R. Soc. London, Ser. A, Math. Phys. Sci.*, vol. 365, pp. 589–622, 2007.
- [18] H.-N. Li, L. Ren, Z.-G. Jia, T.-H. Yi, and D.-S. Li, "State-of-the-art in structural health monitoring of large and complex civil infrastructures," *J. Civ. Struct. Heal. Monit.*, pp. 3–16, 2015.
- [19] J. Santos, C. Crémona, A. D. Orcesi, and P. Silveira, "Multivariate Statistical Analysis for Early Damage Detection," *Eng. Struct.*, vol. 56, pp. 273–285, 2013.
- [20] A. Cury and C. Cremona, "Novelty detection based on symbolic data analysis applied to structural health monitoring," *Bridge Maintenance, Safety and Management - IABMAS'10*, pp. 172–182, 2010.
- [21] A. Rytter, "Vibration based inspection of civil engineering structures," PhD Thesis. Dept. of Building Technology and Structural Engineering - Aalborg University, 1993.
- [22] K. Worden and J. M. Dulieu-Barton, "An Overview of Intelligent Fault Detection in Systems and Structures," *Struct. Heal. Monit.*, vol. 3, no. 1, pp. 85–98, Mar. 2004.
- [23] A. Cury, C. Crémona, and E. Diday, "Application of symbolic data analysis for structural modification assessment," *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 3, pp. 762–775, 2010.
- [24] S. W. Doebling, C. R. Farrar, M. B. Prime, and D. W. Shevitz, "Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review," *Los Alamos NM May.*, no. LA-13070, pp. 1–127, 1996.
- [25] H. Sohn, K. Worden, and C. R. Farrar, "Novelty Detection under Changing Environmental Conditions," *Proc. SPIE*, vol. 4330, no. 4, pp. 108–118, 2001.
- [26] A. Cury, "Techniques D'Anormalité Appliquées a la Surveillance de Santé Structurale," Ph.D. Thesis. École doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement - Université Paris-Est, 2010.
- [27] C. R. Farrar and S. W. Doebling, "An overview of modal-based damage identification methods," *Los Alamos NM Jan.*, no. LA-12767, pp. 1–30, 1997.
- [28] C. R. Farrar, K. Worden, M. D. Todd, G. Park, J. Nichols, D. E. Adams, M. T. Bement, and K. Farinholt, "Nonlinear System Identification for Damage Detection," *Los Alamos NM Novemb.*, no. LA-14353, pp. 1–143, 2007.

- [29] J. Brownjohn, S. Tjin, G. Tan, B. Tan, and S. Chakraborty, "A structural health monitoring paradigm for civil infrastructure," Conference paper. Conference: 1st FIG International Symposium on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering, Nottingham, United Kingdom, pp. 1–15, 2004.
- [30] J. M. W. Brownjohn, P. Moyo, P. Omenzetter, and S. Chakraborty, "Interpreting data from bridge performance and health monitoring systems," Conference paper. Conference: 2nd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Kyoto, Japan, pp. 1-8, 2004.
- [31] H. M. Jaenisch, J. C. Pooley, J. W. Handley, and S. R. Murray, "Data Modeling for Fault Detection," *Mfpt*, 2003.
- [32] P. Moyo and J. M. W. Brownjohn, "Detection of Anomalous Structural Behaviour using Wavelet Analysis," *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 16, no. 2–3, pp. 429–445, 2002.
- [33] P. Moyo and James Bronjohn, "Application of Box-Jenkins Models for Assessing the Effect of Unusual Events Recorded by Structural Health Monitoring Systems," *Struct. Heal. Monit.*, vol. 1, no. 2, pp. 149–160, 2002.
- [34] J. T. Kim, Y. S. Ryu, H. M. Cho, and N. Stubbs, "Damage identification in beam-type structures: Frequency-based method vs mode-shape-based method," vol. 25, no. 1, 2003.
- [35] A. Deraemaeker, E. Reynders, G. De Roeck, and J. Kullaa, "Vibration-based structural health monitoring using output-only measurements under changing environment," *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 22, no. 1, pp. 34–56, Jan. 2008.
- [36] C. Gentile, A. Saisi, and L. Binda, "Dynamic investigation of a historic masonry Bell Tower," Conference paper. Conference: 6th International Masonry Conference, 2002.
- [37] L. Marques, "Monitorização Estática e Dinâmica : Aplicações," Master's thesis. Escola de Engenharia - Universidade do Minho, 2007.
- [38] B. Glisic and D. Inaudi, "Fibre Optic Methods for Structural Health Monitoring," John Wiley & Sons, 2008.
- [39] F. Lanata, "Damage detection algorithms for continuous static monitoring of structures," Ph.D. Thesis. DISEG - Università degli studi di Genova, 2005.
- [40] J. He and Z.-F. Fu, "Modal Analysis," Butterworth-Heinemann, 2001.
- [41] D. L. Brown, "Structural dynamics/modal analysis – from here to.," *Sound Vib.*, vol. 34, no. 1, pp. 6-9, 2000.
- [42] L. D. Mitchell, "Modal Analysis Bibliography – An Update – 1980 – 1983," Conference paper. Conference: *Proceedings of the 2nd International Modal Analysis Conference*, 1984.

- [43] R. J. Allemang, "Experimental Modal Analysis Bibliography," Conference paper. Conference: *Proceedings of the 2nd International Modal Analysis Conference*, 1984.
- [44] D. J. Ewins, "Modal Testing: Theory, Practice and Application. Second Edition," Research Studies Press Ltd, 2000.
- [45] R. Snoeys and P. Sas, "Reflections of Modal Analysis and its Applications. Keynote address," Conference paper. Conference: *Proceedings of the 5th International Modal Analysis Conference*, 1987.
- [46] C. C. Kennedy and C. D. P. Pancu, "Use of Vectors in Vibration Measurement and Analysis," *J. Aeronaut. Sci.*, vol. 14, no. 11, pp. 603-625, 1947.
- [47] David L. Brown and Randall J. Allemang, "The Modern Era of Experimental Modal Analysis, University of Cincinnati, Cincinnati, Ohio," *Sound Vib.*, 2007.
- [48] J. Cooley and J. Tukey, "An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series," *Math. Comput.*, vol. 19, no. 90, pp. 297-301, 1965.
- [49] I. Oliveira, "Identificação das propriedades dinâmicas de um piso de ginásio," Master's thesis. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2014.
- [50] P. Mendes, "Observação e análise do comportamento dinâmico de barragens de betão," Ph.D. Thesis. Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, 2010.
- [51] J. Rodrigues, "Identificação Modal Estocástica Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil," Ph.D. Thesis. Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, 2004.
- [52] J. Bendat and A. Piersol, "Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis 2nd Edition," John Wiley & Sons, 1993.
- [53] J. Bendat and A. Piersol, "Random Data: Analysis and Measurement Procedures, 3rd Edition," Wiley-Interscience, 2000.
- [54] J. Cooley and J. Tukey, "An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series," *Math. Comput.*, vol. 19, no. 90, pp. 297-301, 1965.
- [55] P. Welch, "The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra: a Method based on the averaging over short modified periodograms," *IEEE Transation on Audio and Electro-Acoustics*, 1967.
- [56] E. Caetano, "Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais," Master's thesis. Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, 1992.
- [57] R. Crawford and H. Ward, "Determination of natural period of buildings," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 54, no. 6, pp. 1743-1756, 1964.

- [58] A. Felber, "Development of a Hybrid Bridge Evaluation System," Ph.D. Thesis. Department of Civil Engineering - University of British Columbia, 1993.
- [59] R. Clough and J. Penzien, "Dynamic of Structures: 2nd edition," New York: MacGraw-Hill, 1993.
- [60] A. Chopra, "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering," New Jersey: Prentice Hall, 1995.
- [61] J. Brownjohn, A. Dumanoglu, R. T. Severn, and A. Blakeborough, "Ambient vibration survey of the Bosphorus suspension bridge," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 18, 1989.
- [62] J. Litter, "An assessment of some of the different methods for estimating damping from full-scale testing," *J. Wind Enginnerring Ind. Aerodyn.*, vol. 57, pp. 179–189, 1995.
- [63] D. Delaunay, G. Grillaud, J. Bietry, and C. Sacre, "Wind response of long span bridges: In situ measurements and modal analysis," *Kissimmee, USA IMAC XVII*, 1999.
- [64] M. Prevosto, "Algoritmes d'Identification des Caractéristiques Vibratoires de Structures Mécaniques Complexes," Ph.D. Thesis. Faculté de Sciences - Université de Rennes I, 1982.
- [65] C. Y. Shih, Y. G. Tsuei, R. J. Allemang, and D. L. Brown, "Complex Mode Indication Function and its Applications to Spatial Domain Parameter Estimation," *Mechanical Syst. and Sign. Proc.*, vol. 2, no. 4, pp. 367–377, 1988.
- [66] R. Brincker, L. Zhang, and P. Andersen, "Output-Only Modal Analysis by Frequency Domain Decomposition. Leuven, Belgium," *Proc. ISMA25 Noise Vib. Eng.*, vol. 11, pp. 717-723, 2000.
- [67] J. Juang, "Applied System Identification," Englewood Cliffs, NJ, USA: Prentice Hall, 1994.
- [68] V. C. Klema and A. J. Laub, "The Singular Value Decomposition : Its Computation and Some Applications," *IEEE Transaction on Automatic Control*, 1980.
- [69] R. J. Allemang, "A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis," *Proceedins IMAC I, Orlando, USA*, 1982.
- [70] P. Silveira, T. Coelho, and P. Oliveira, "Ensaio dinâmicos dos módulos V3 e V7 do Viaduto de Santana do Cartaxo," Technical Report. LNEC, 2009.
- [71] REFER, "Memória descritiva e justificativa – Obra de Arte - Projecto de modernização da linha do norte Sub-troço 1.4 Azambuja (Excl.) - Vale de Santarém (Incl.)." 2003.
- [72] P. Silveira, T. Coelho, and P. Oliveira, "Sistema de Monitorização Estrutural do Viaduto de Santana do Cartaxo," Technical Report. LNEC, 2015.
- [73] C. Ribeiro, "Transições de Aterro-Estrutura em linhas ferroviárias de alta velocidade:

- Análise experimental e numérica,” Ph.D. Thesis. Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, 2012.
- [74] J. N. Varandas, A. Paixão, E. Fortunato, P. Hölscher, and R. Calçada, “Numerical Modelling of Railway Bridge Approaches : Influence of Soil Non-Linearity,” *Int. J. Railway Tech.*, vol. 3, 2014.
- [75] *CSI Analysis Reference Manual*, 2015.
- [76] C. Cismasiu, *Sebenta de Dinâmica de Estruturas*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [77] M. A. Wahab, J. Maeck, and G. De Roeck, “Numerical Simulation Of Damage Scenarios Of Bridge Z24,” *Proc. SPIE - Int. Soc. Opt. Eng.*, 1999.

Anexo

A. Modelação da estrutura

Na modelação da estrutura no programa de cálculo automático SAP2000™ efetuaram-se os seguintes passos:

1º) Definiram-se os materiais a usar

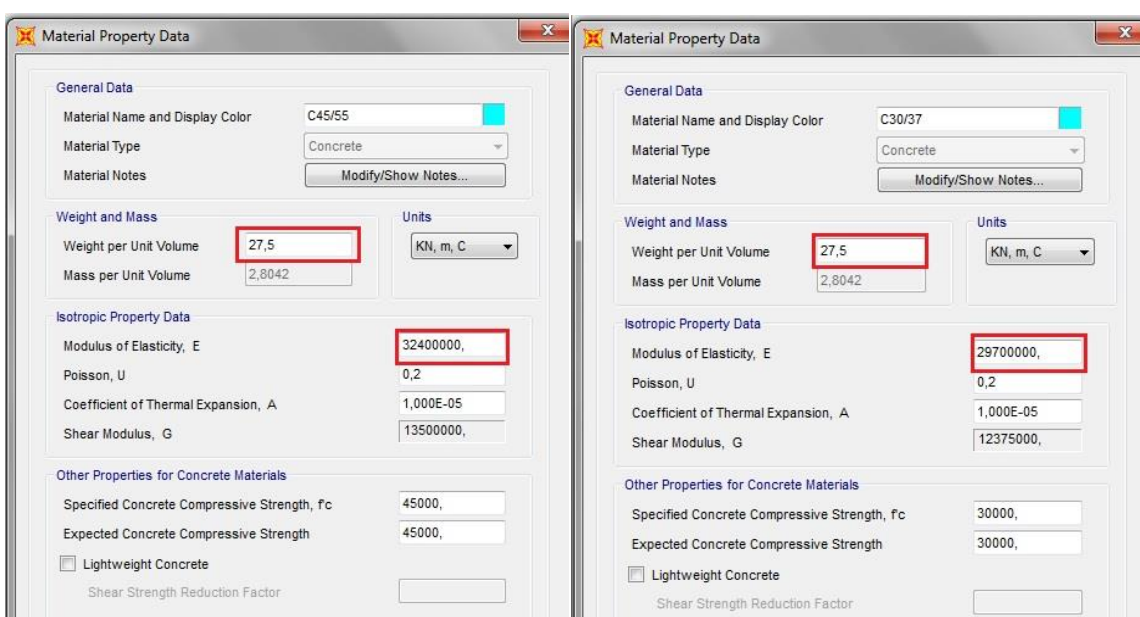


Figura A.1 – Modelação do betão C45/55

Figura A.2 – Modelação do betão C30/37

O betão C45/55 foi usado para todos os elementos de betão à exceção dos pilares e dos muretes, nos quais se usou o betão C30/37 (Figuras A.1 e A.2).

Nota: o peso volúmico e o módulo de elasticidade dos betões C30/37 e C45/55 têm um erro de 10% em relação aos valores reais, resultado da calibração feita ao modelo de modo a obter as frequências o mais próximo possível das frequências obtidas experimentalmente.

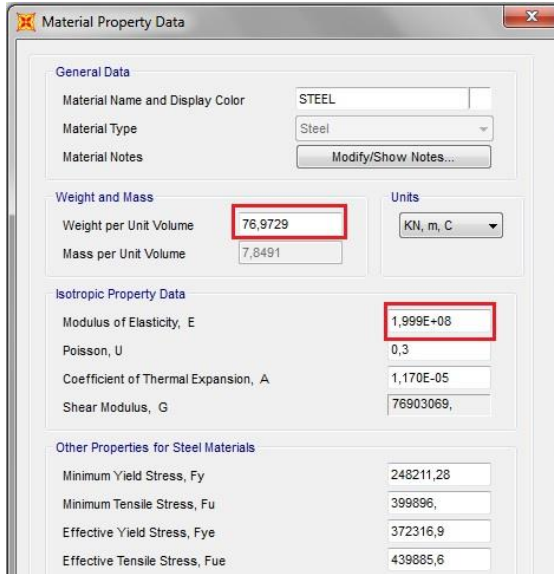


Figura A.3 – Modelação do Aço

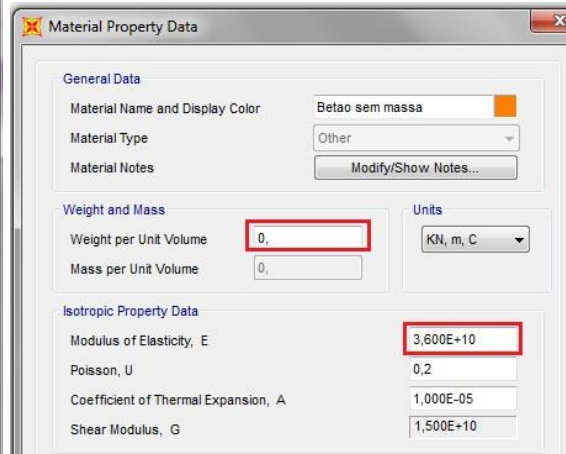


Figura A.4 – Modelação do Betão sem massa

Para elementos como as guardas e os carris usou-se aço (Figura A.3).

Nas seções dos pilares intermédios, a ligação entre os pilares e o tabuleiro é feita por conectores/aparelhos de apoio, que se encontram com uma distância transversal do eixo dos pilares de 1,78 m cada. Como tal, foi criado um elemento de barra cuja função é o encaminhamento das cargas dos conectores para o pilar. Por esse motivo, esse elemento deve ser constituído por um material Betão sem massa e com elevada rigidez de modo a deformar o mínimo possível (Figuras A.4 e A.11).

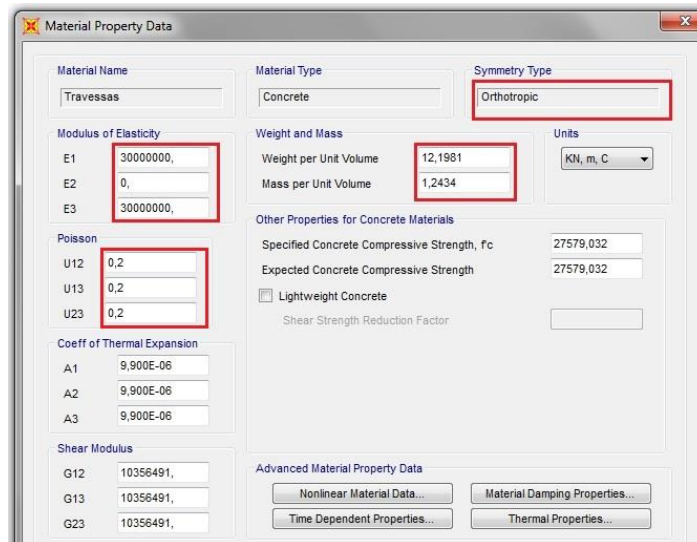


Figura A.5 – Modelação do betão das travessas

Uma vez que se utilizou elementos de área em vez de elementos de barra na modelação das travessas, considerou-se o material das travessas ortotrópico, no qual se fez alterações a nível do módulo de elasticidade e no peso e área volúmicos, de modo a que os elementos de área sejam equivalentes aos elementos de barra que teoricamente deveriam ser usados (Figura A.5).

2º) Definiram-se os elementos de barra a usar

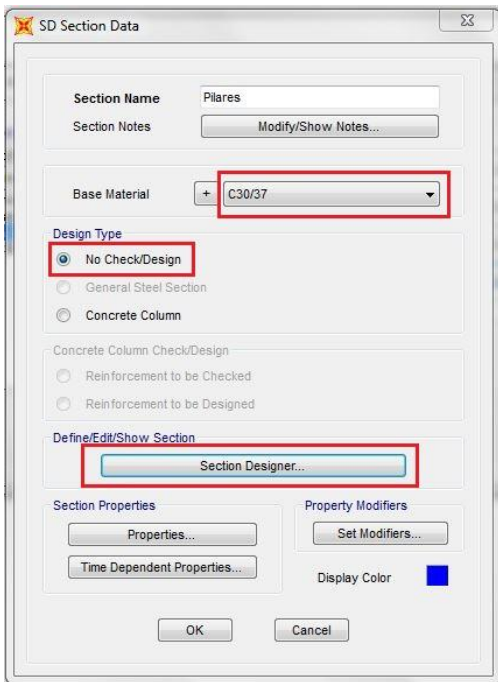


Figura A.6 – Modelação dos pilares

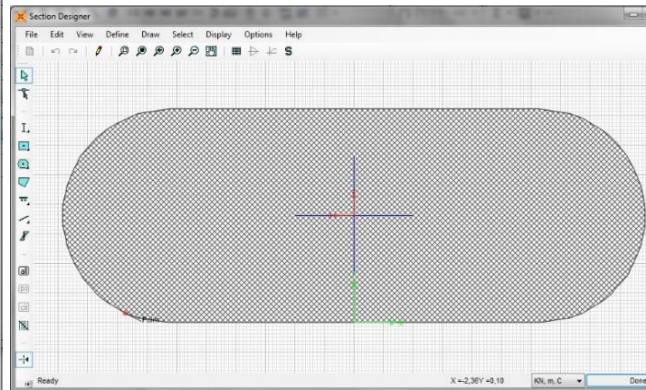


Figura A.7 – Modelação da secção dos pilares

Cada pilar intermédio está definido como um elemento de barra discretizado em seis partes, cuja secção foi definida através do *Section Designer* (Figuras A.6 e A.7).

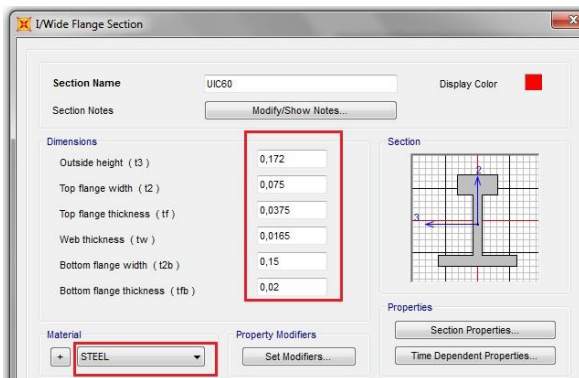


Figura A.8 – Modelação dos carris

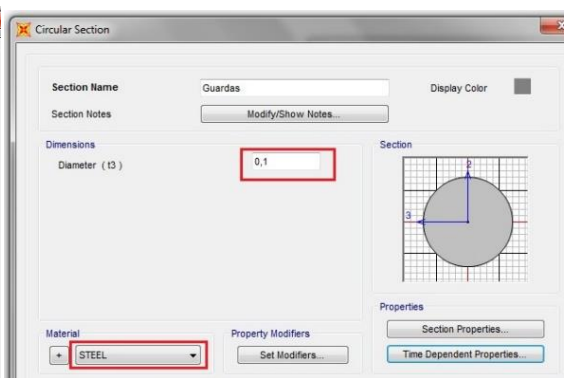


Figura A.9 – Modelação das guardas

No elemento de barra representativo dos carris utilizou-se uma secção aproximada à secção real de um carril UIC60, cujas principais dimensões coincidem com as reais (Figura A.8). Para as guardas usou-se uma secção de aço maciça com 0,1m de diâmetro (Figura A.9).

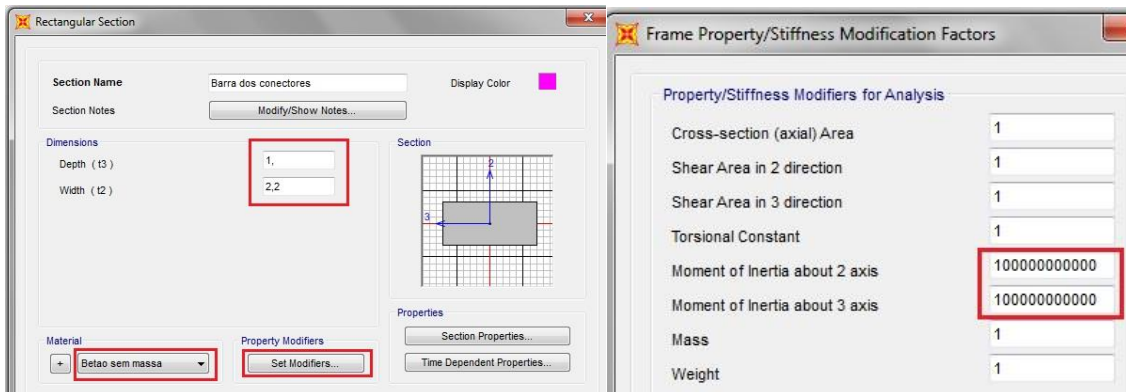


Figura A.10 – Modelação da Barra dos Conectores Figura A.11 – Modelação dos fatores de rigidez

Alterou-se a rigidez transversal e longitudinal através dos momentos de inércia no *Property Modifiers* (Figura A.11) ao elemento de barra que faz o encaminhamento das cargas dos conectores para o pilar.

3º) Definiram-se os elementos de área a usar

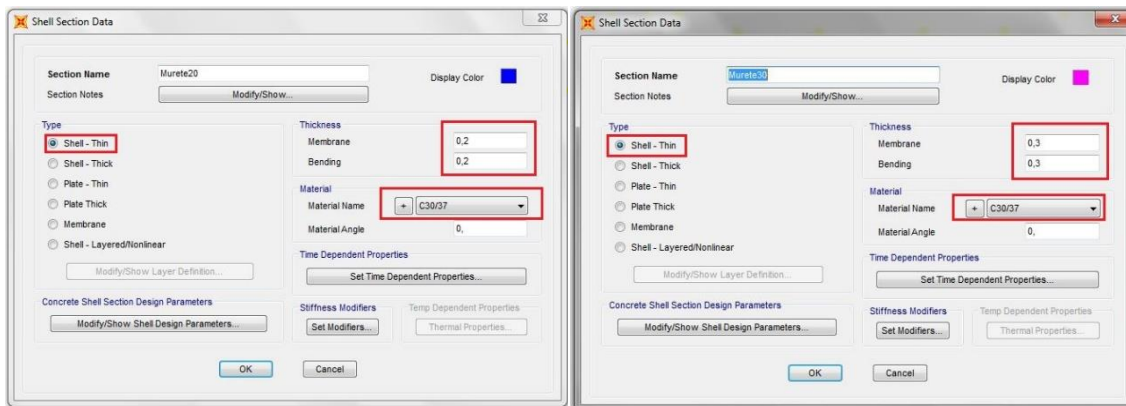


Figura A.12 – Modelação dos muretes interiores Figura A.13 – Modelação do murete exterior

Utilizou-se, conforme o projeto, uma espessura de 0,30m para os muretes exteriores e 0,20m para os interiores (Figuras A.12 e A.13).

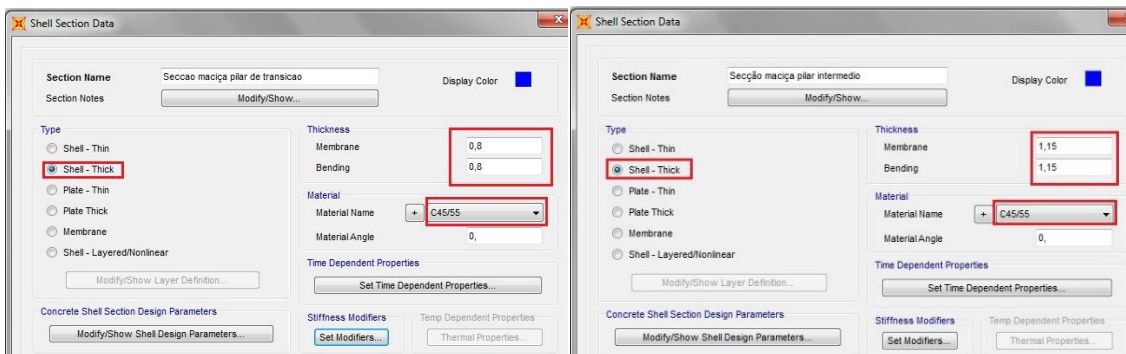


Figura A.14 – Modelação do diafragma na secção dos pilares de transição Figura A.15 – Modelação do diafragma na secção dos pilares intermédios

Para a modelação tabuleiro-caixão nas secções dos pilares de transição e intermédios criou-se um diafragma com uma espessura longitudinal de 0,8m para os pilares de transição (Figura A.14) e 1,15m para os pilares intermédios (Figura A.15), cuja discretização pode ser observada na Figura A.16.

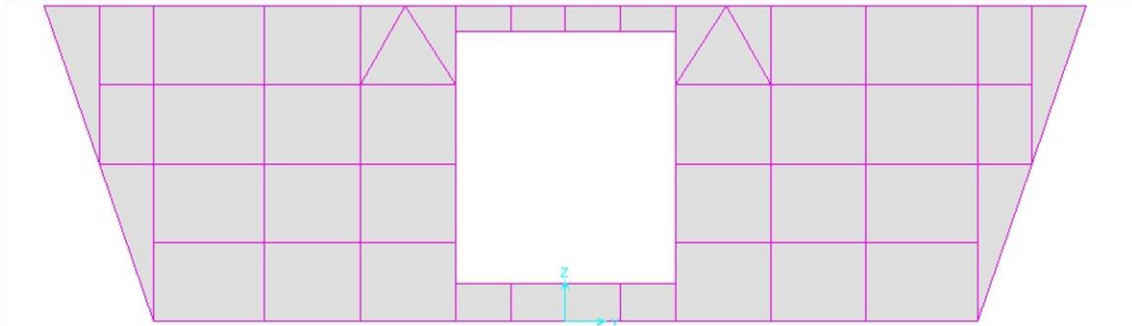


Figura A.16 – Discretização do diafragma na secção dos pilares

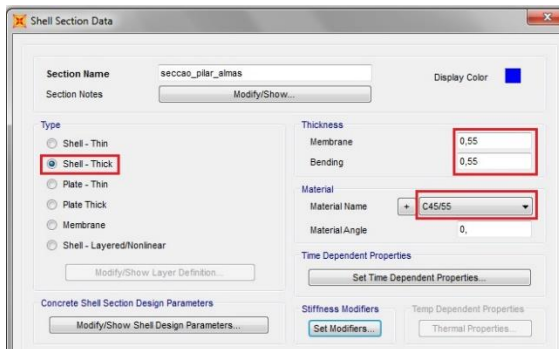


Figura A.17 – Modelação das almas do tabuleiro na secção dos pilares

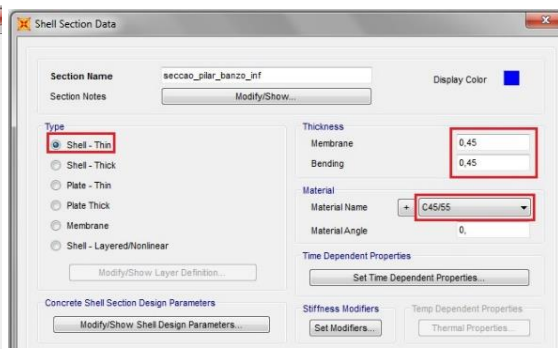


Figura A.18 – Modelação do banzo inferior do tabuleiro na secção dos pilares

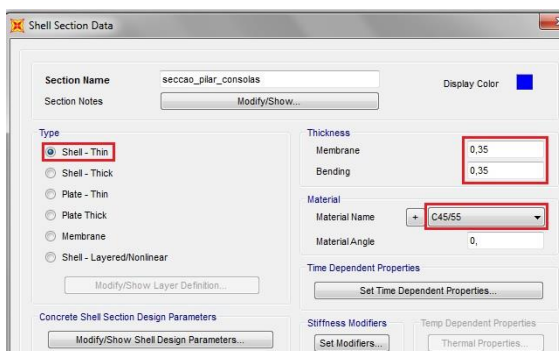


Figura A.19 – Modelação das consolas do tabuleiro na secção dos pilares

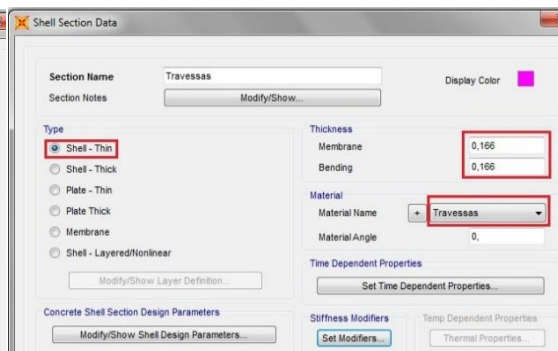


Figura A.20 – Modelação das travessas

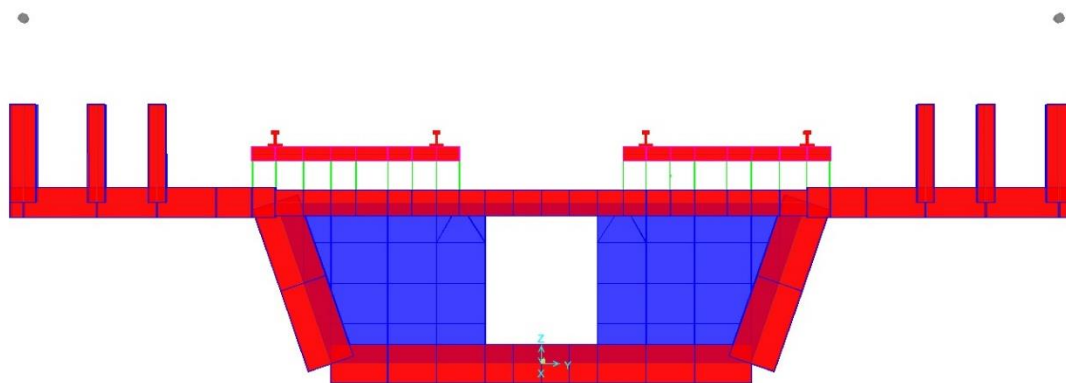


Figura A.21 – Secção transversal do tabuleiro na secção dos pilares

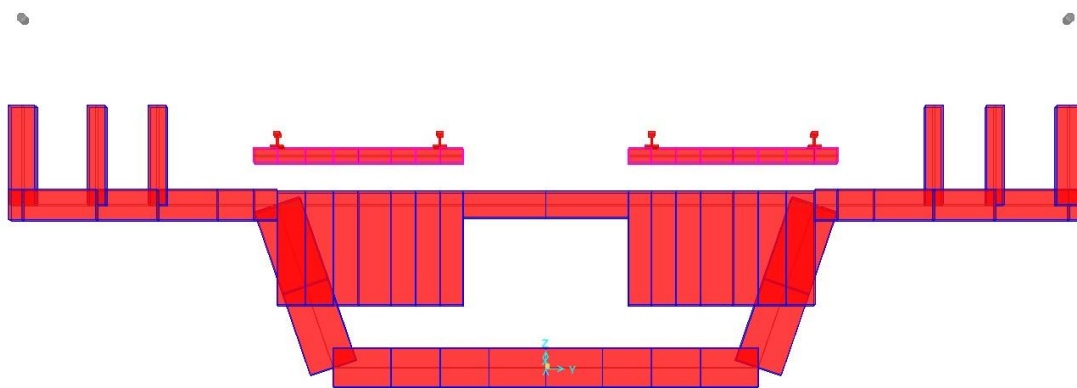


Figura A.22 – Secção transversal do tabuleiro na secção das zonas de transição

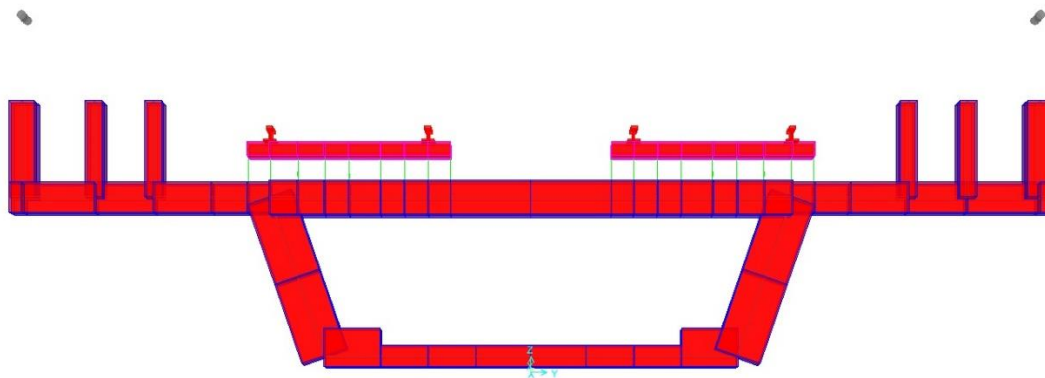


Figura A.23 – Secção transversal do tabuleiro na secção dos vãos

5º) Definiram-se os conectores/aparelhos de suporte

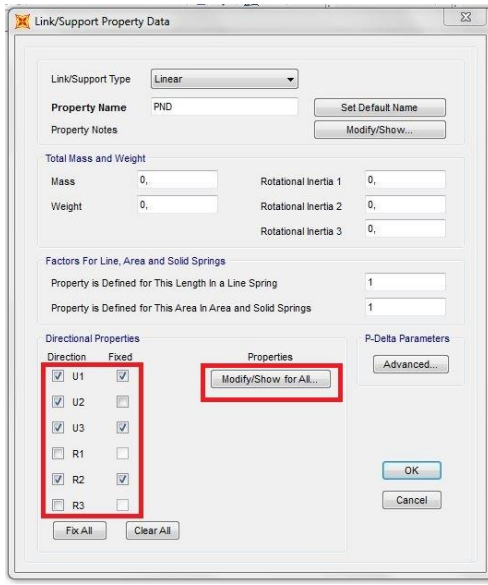


Figura A.24 – Modelação do aparelho de suporte PND

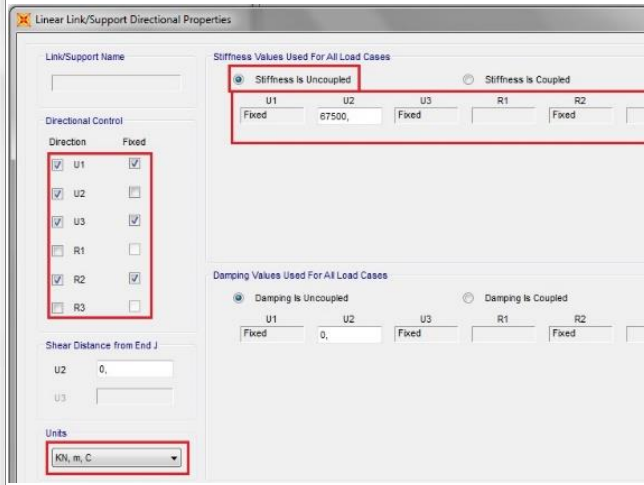


Figura A.25 – Modelação da rigidez do conector PND

Consideraram-se os mesmos *Link/Support Property Data*, as mesmas propriedades e inclusivamente o mesmo valor de rigidez longitudinal para os conectores PND e PNUD, como estipulado no projeto da estrutura.

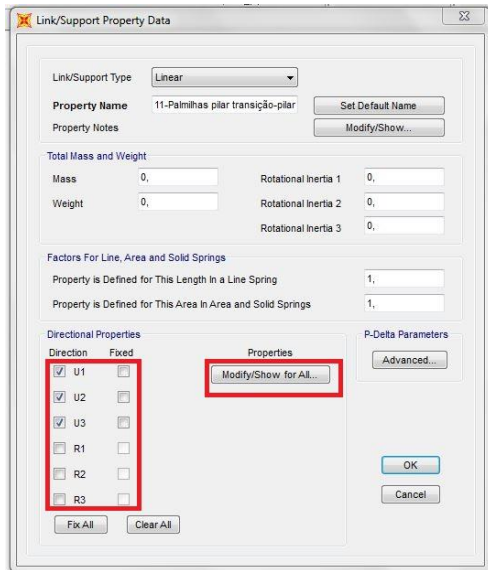


Figura A.26 – Modelação das palmilhas

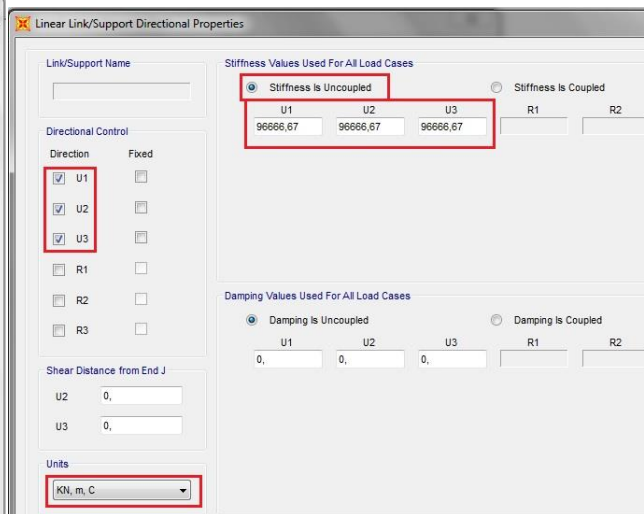


Figura A.27 – Modelação da rigidez das palmilhas

Para todos os conectores que representam as palmilhas e o balastro usaram-se as mesmas propriedades, variando apenas a rigidez (considerada igual para os três eixos) que depende da largura de influência em x (eixo longitudinal) no caso das palmilhas e da área de influência, dada pela multiplicação das larguras de influência em x e y (eixo transversal) no caso do balastro (Figuras A.26 e A.27).

6º) Definiu-se o centro de massa

Para o centro de massa é relevante a massa dos elementos da estrutura presente no padrão de carga DEAD. Este é criado automaticamente pelo programa e, uma vez que o balastro não está modelado com um elemento, ainda a massa do balastro (Figura A.28).

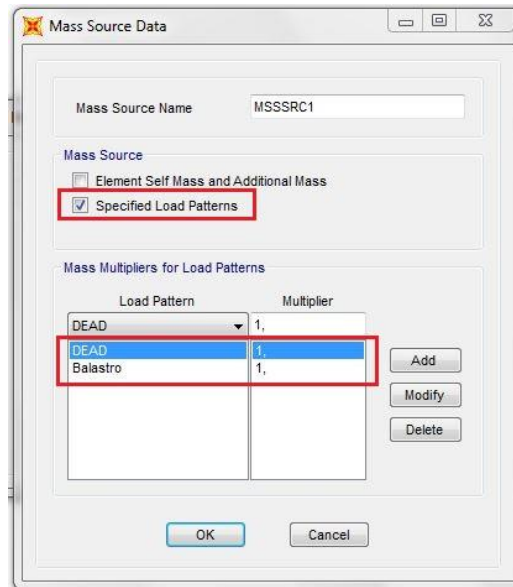


Figura A.28 – Modelação do centro de massa

7º) Aplicaram-se as molas

Nas seções dos pilares de transição, aplicaram-se molas lineares da direção transversal e vertical e molas helicoidais em torno do eixo longitudinal nos locais, de modo a simular os aparelho de apoio PNU (Figura A.29), cuja rigidez está estipulada no projeto do viaduto.

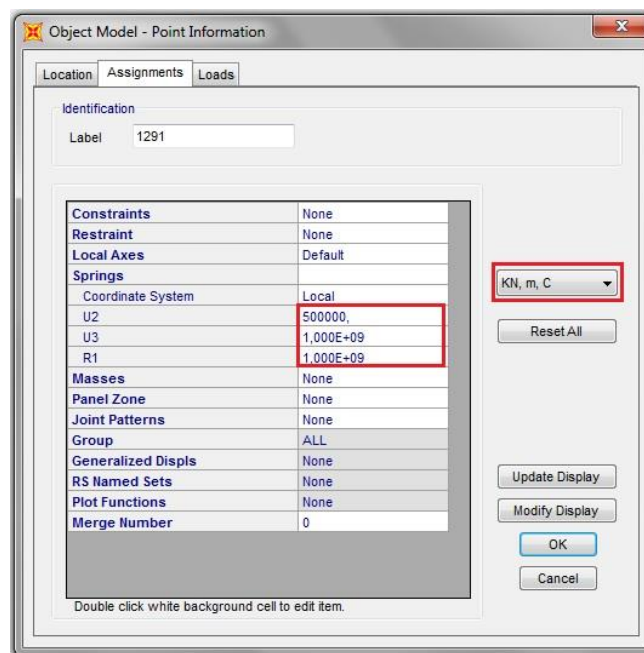


Figura A.29 – Modelação da rigidez das molas que simulam os aparelhos de suporte PNU

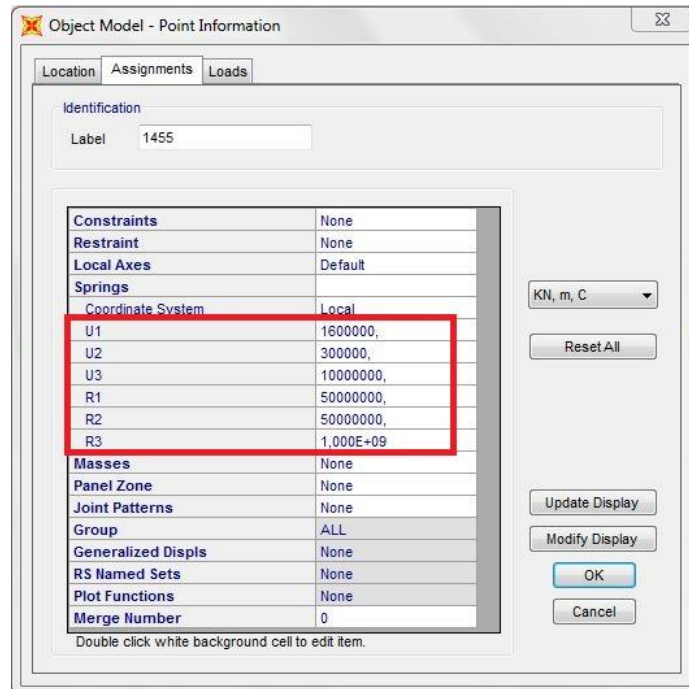


Figura A.30 – Modelação da rigidez das molas relativas às estacas dos pilares intermédios

Nas extremidades longitudinais dos carris foram aplicadas molas lineares em x e em y, com uma rigidez consideravelmente elevada, de modo a que se possa controlar melhor a deformação longitudinal e transversal dos carris (Figura A.31).

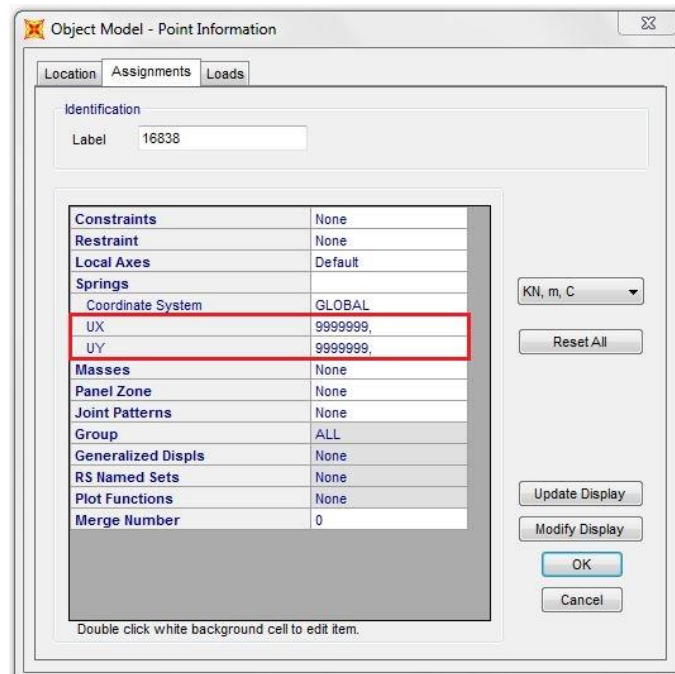


Figura A.31 – Modelação da rigidez das molas relativas às estacas dos pilares intermédios

8º) Aplicaram-se cargas uniformes

Aplicaram-se cargas uniformes verticais aos elementos superiores do tabuleiro (entre os dois muretes de vinte centímetros de espessura mais próximos das vias. Estas cargas representam o peso do balastro e da impermeabilização (Figuras 32 e 33).

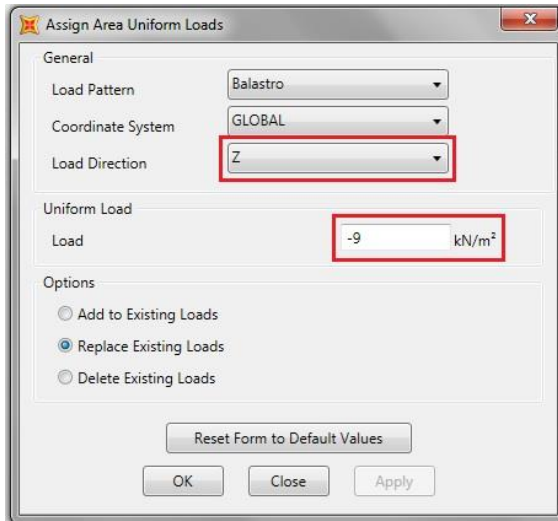


Figura A.32 – Modelação da carga permanente associada ao balastro

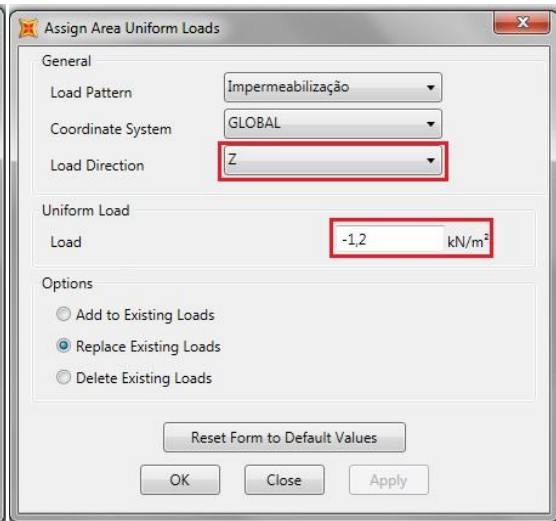


Figura A.33 – Modelação da carga permanente associada à impermeabilização

9º) Aplicaram-se Offsets

Foram aplicados *Offsets* a certos elementos do tabuleiro e ainda às guardas. Estes *offsets* são aplicados para que o eixo destes esteja alinhado com o eixo de outros elementos (para que o SAP2000™ considere a ligação entre os elementos), sem que o próprio elemento o tenha que estar.

Para elementos de área apenas é necessário aceder a *Assign Area thickness and Joint Offset Overwrites* e definir a distância de *Offset* a aplicar a cada um dos quatro pontos do elemento de área (quadrado vermelho da Figura A.34).

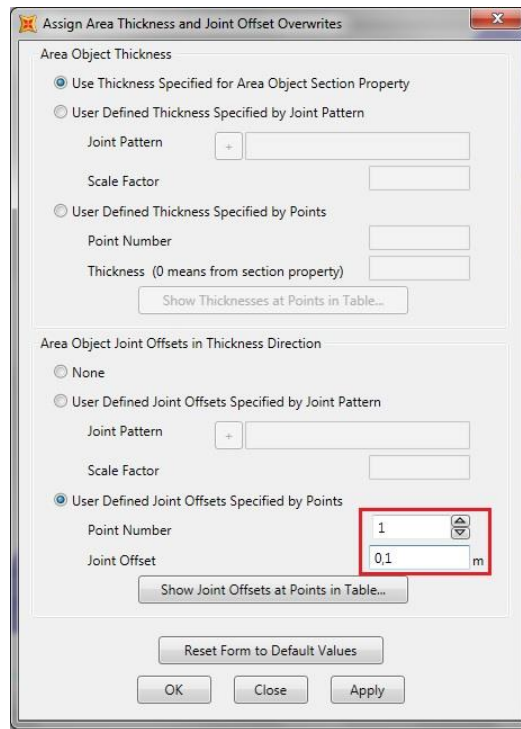


Figura A.34 – Modelação de um Offset exemplar de 0,1m de um elemento de área

Exemplos da aplicação deste passo podem ser vistos nas Figuras A.35, A.36 e A.37:

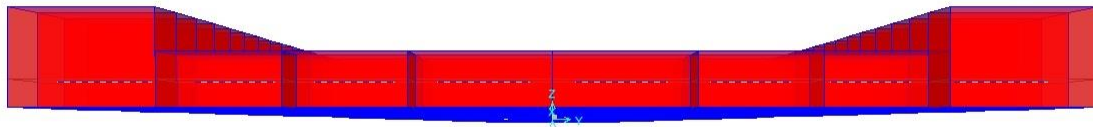


Figura A.35 – Exemplo 1 (vista em alçado) da aplicação de um Offset de elementos de área

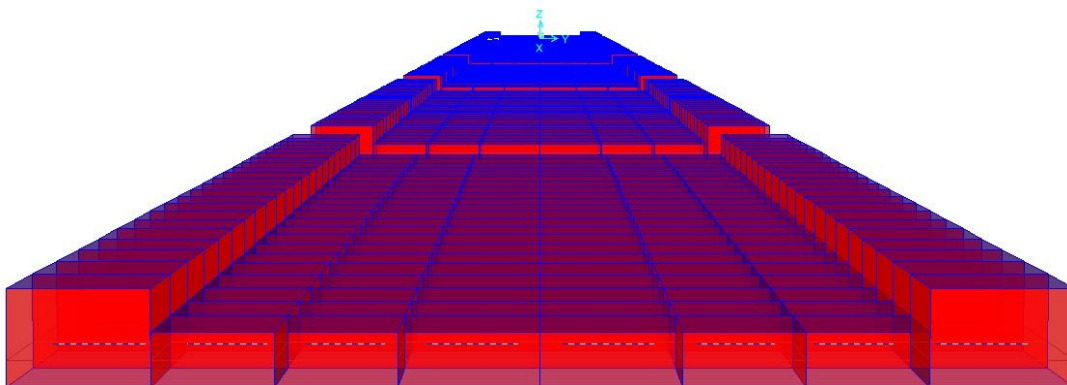


Figura A.36 – Exemplo 1 (vista em perspetiva) da aplicação de um Offset de elementos de área

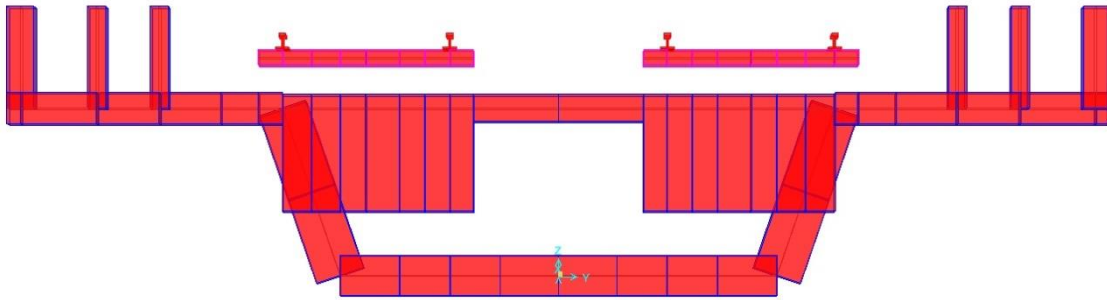


Figura A.37 – Exemplo 2 da aplicação de um Offset de elementos de área

Para elementos de barra, o Offset é feito através do *Assign Frame Insertion Point*. No caso dos guarda corpos, este Offset é feito do topo dos murete exteriores ao eixo dos guarda corpos, tendo-se considerado um Offset de um metro (Figura A.38).

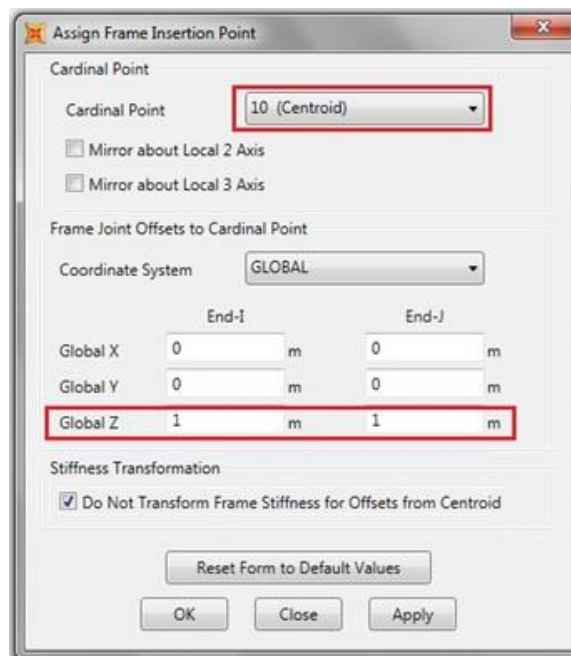


Figura A.38 – Modelação de um Offset exemplar de 1m de um elemento de barra

Um exemplo deste processo pode ser observado na figura A.39:

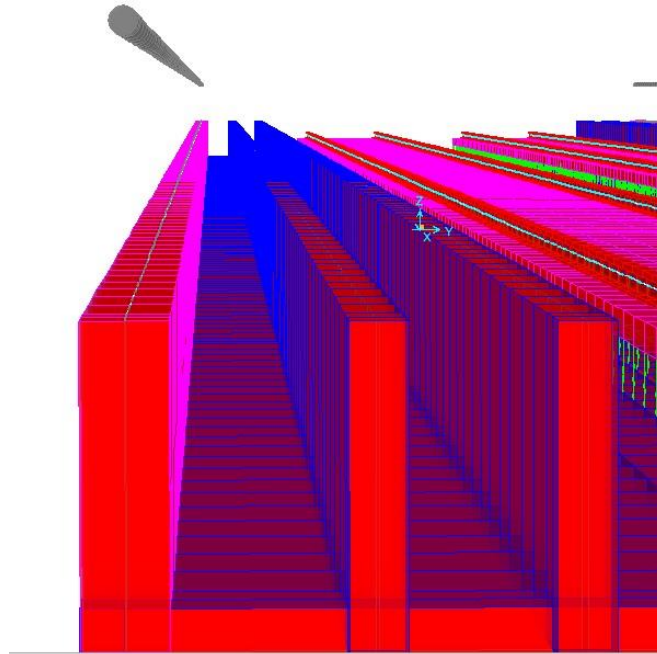


Figura A.39 – Exemplo 1 da aplicação de um Offset a um elemento de barra

10º) Definiram-se os Padrões de Carga

O padrão de carga “Carga 130KN” foi definido como carga permanente e usado para calibrar as molas do balastro. Neste foram aplicadas duas carga de 65KN em cada carril no plano $x=55$ (coincidente com um dos pilares intermédios) e procedeu-se a uma análise estática, de modo a verificar se o valor dos deslocamentos verticais dos carris, das travessas e do banzo superior correspondem aos valores apresentados no artigo de Varandas e colaboradores, trabalho que serviu de base para a escolha da rigidez das palmilhas e do balastro.

Foram ainda criados os padrões de cargas “Intercidades_4_carruagens” e “Pendular_Carris”, associados à passagem de um comboio Intercidades com uma locomotiva e quatro carruagens e de um comboio Alfa Pendular com duas locomotivas e quatro carruagens, do tipo “Cargas Móveis”(Figura A.40).

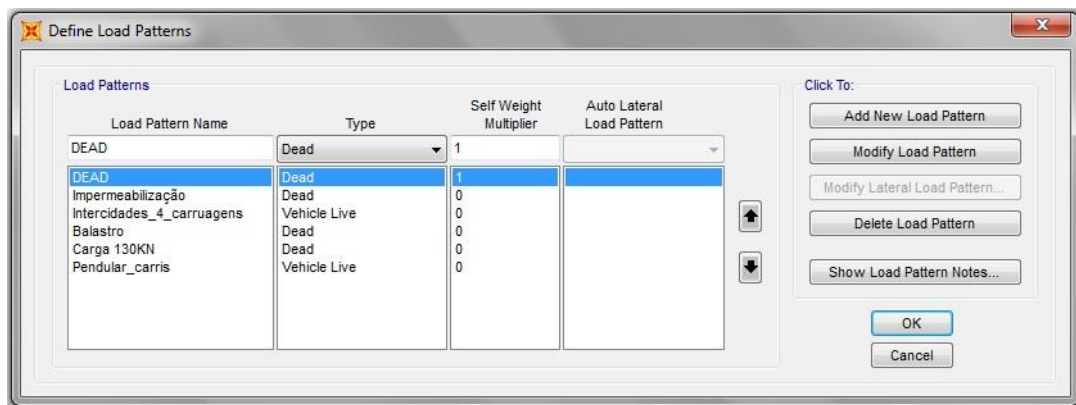


Figura A.40 – Padrões de carga

A velocidade, o tempo inicial, a duração do carregamento e a discretização temporal da carga, entre outros fatores foram definidos em “Modify Lateral Load Pattern” (Figuras A.41 e A.42).

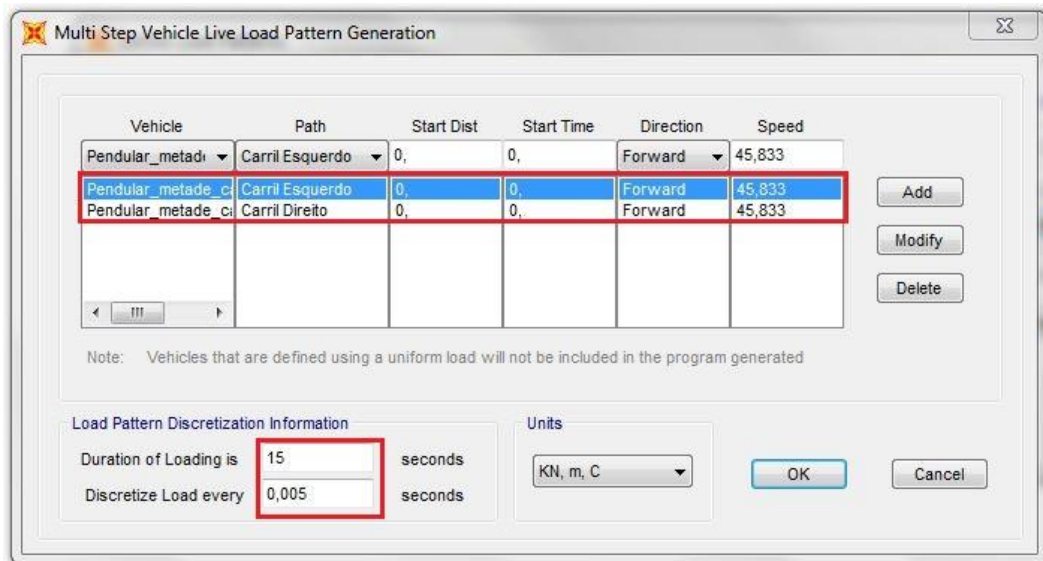


Figura A.41 – Modelação do padrão de carga associado ao comboio Alfa Pendular

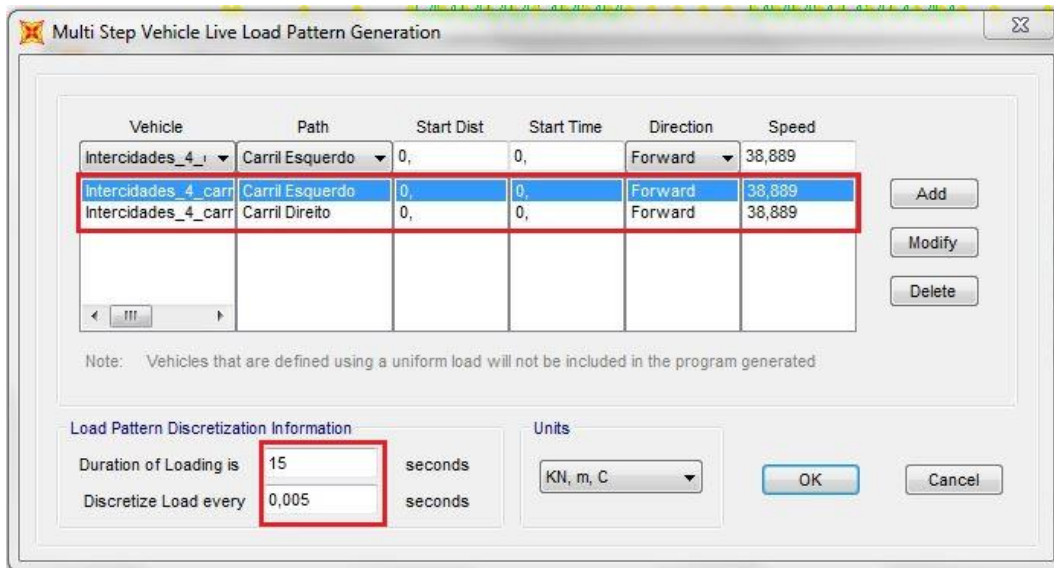


Figura A.42 – Modelação do padrão de carga associado ao comboio Intercidades

11º) Definiram-se os Casos de Carga

Os casos de carga cuja análise é relevante para a presente dissertação são o “MODAL”, “Pendular_carris” e o “Intercidades_4_carruagens”.

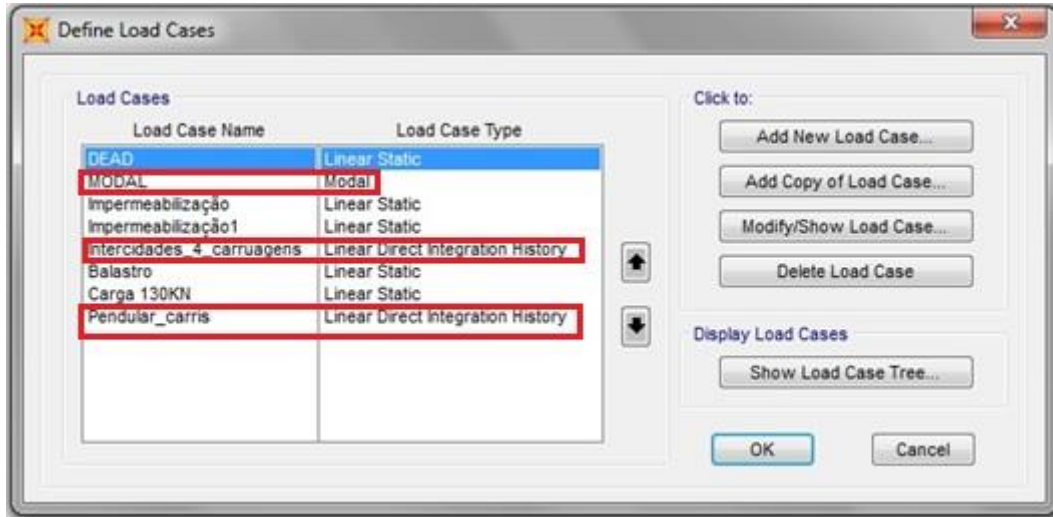


Figura A.43 – Casos de carga analisados

O caso de carga “MODAL” foi criado para se obter as frequências próprias da estrutura e as suas correspondentes configurações modais.

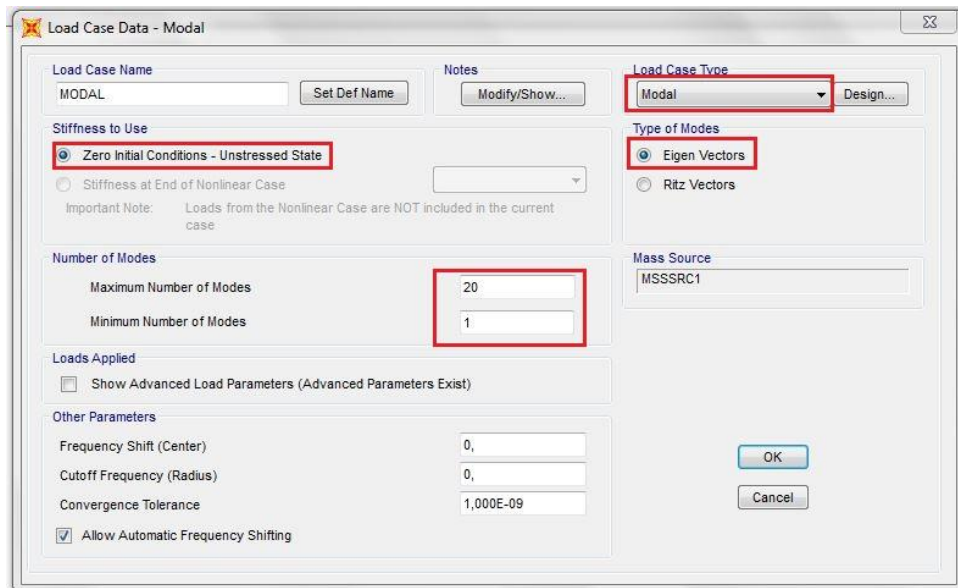


Figura A.44 – Modelação do caso de carga Modal

Os casos de carga “Pendular_carris” e o “Intercidades_4_carruagens” foram concebidos para se obter as acelerações verticais devido à passagem de cada comboio. O número de passos de tempo de *Output* foi obtido pela divisão da duração do carregamento definido nos padrões de carga pelo tamanho de cada passo de tempo de *Output*.

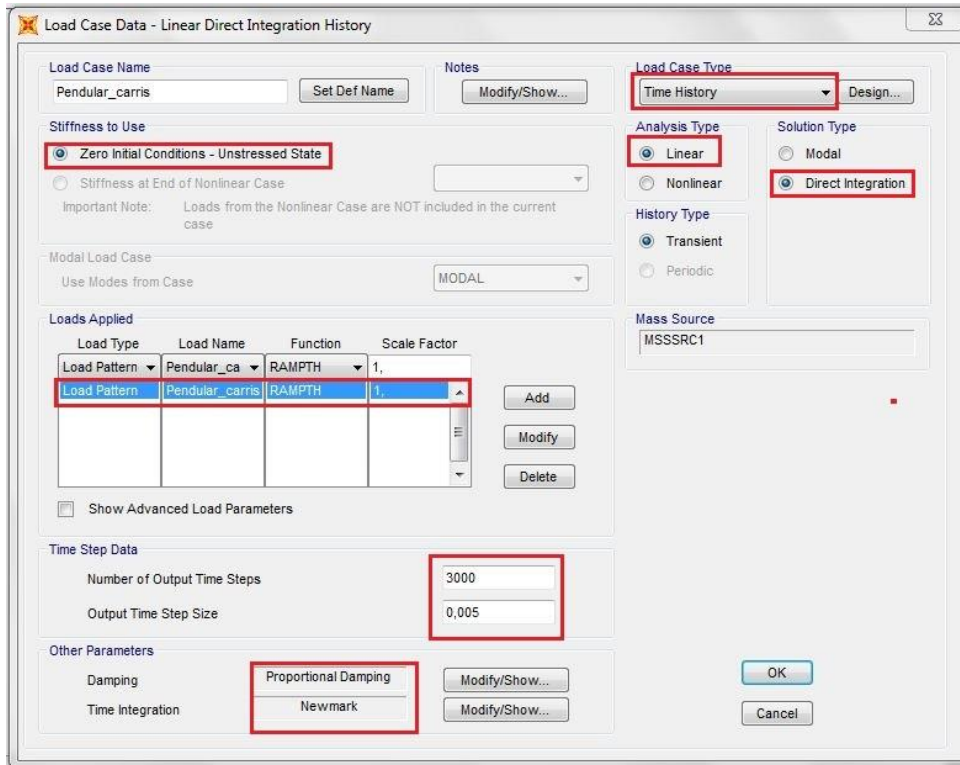


Figura A.45 – Modelação do caso de carga Time History para o comboio Alfa Pendular

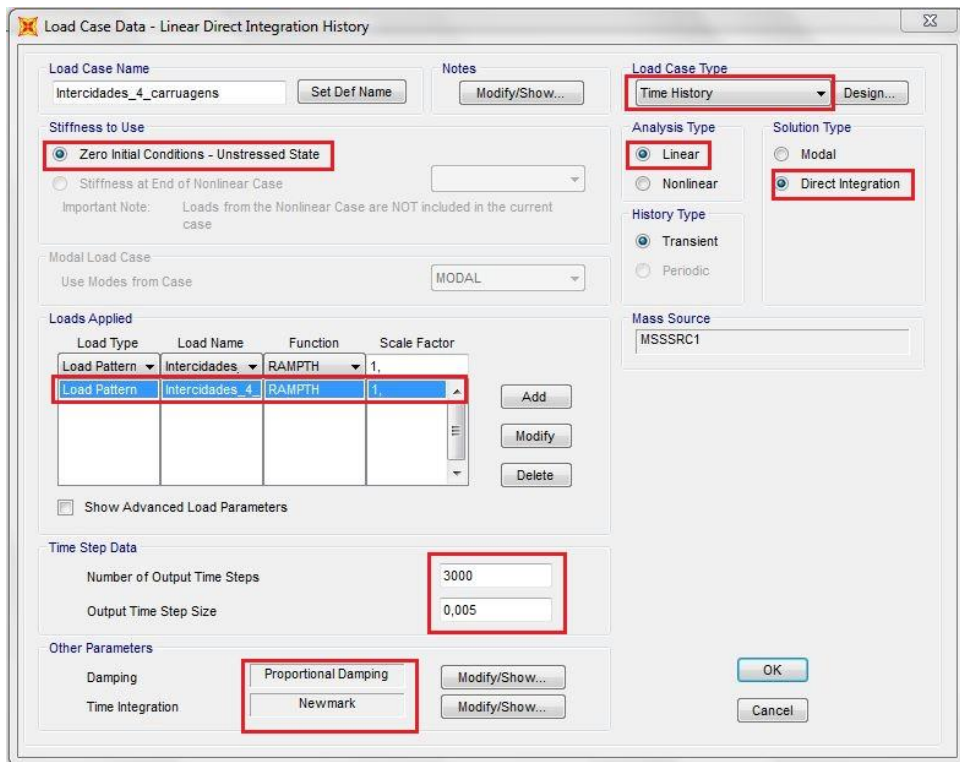


Figura A.46 – Modelação do caso de carga Time History para o comboio Intercidades

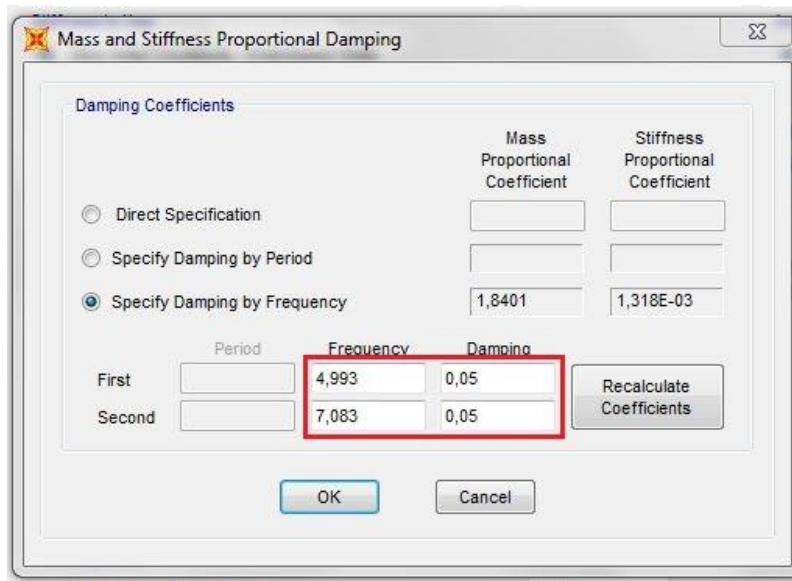


Figura A.47 – Modelação dos coeficientes de amortecimento

12º) Definir as cargas móveis

Definiram-se dois caminhos que estão associados a cada carril da via ascendente (Via Ascendente), como se pode observar na Figura A.48:

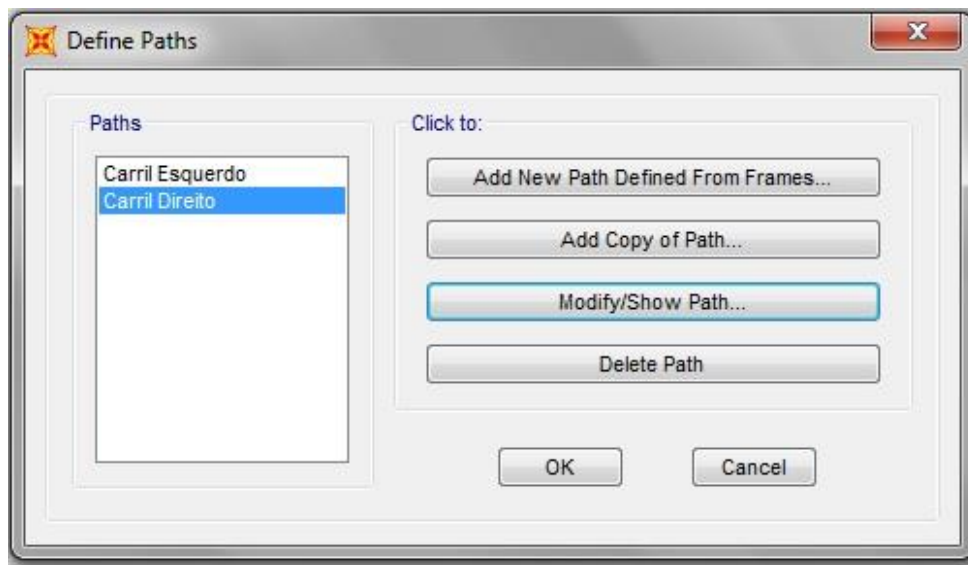


Figura A.48 – Definição do caminho a ser feito pelas cargas móveis

Para cada um dos caminhos foi assinalado o número dos elementos a ele pertencentes (Figura A.49).

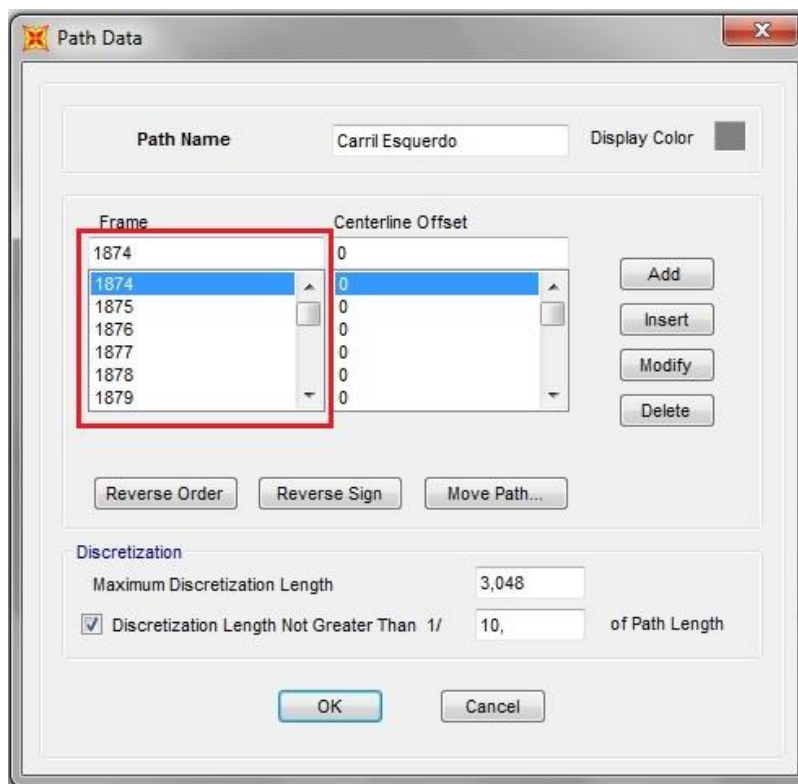


Figura A.49 – Definição dos elementos pertencente ao caminho a ser percorrido pelas cargas móveis

Em seguida foram definidos os veículos cuja passagem ia ser analisada (Figura A.50).

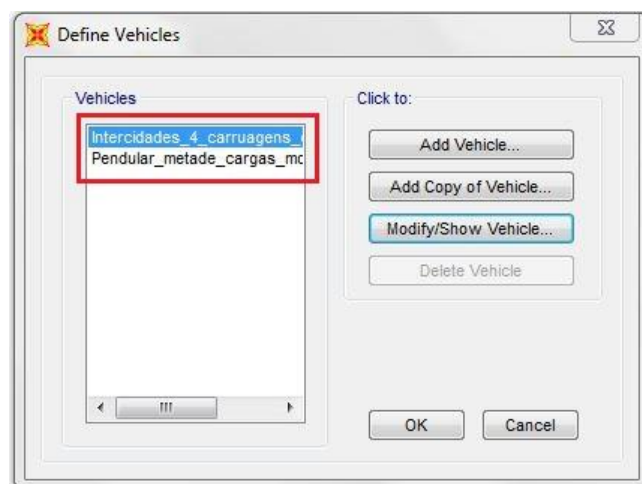


Figura A.50 – Definição dos veículos cuja passagem deve ser analisada

Tanto o valor das cargas móveis associadas aos eixos dos dois veículos mencionados como a distância entre os eixos estão estipulados nas Figuras A.51 e A.52:

Tendo como base as Figuras 5.12, 5.13 e 5.14 (Capítulo 5) modelaram-se os dois veículos com apenas metade das cargas, uma vez que as cargas de cada eixo divide-se pelo número de caminhos.

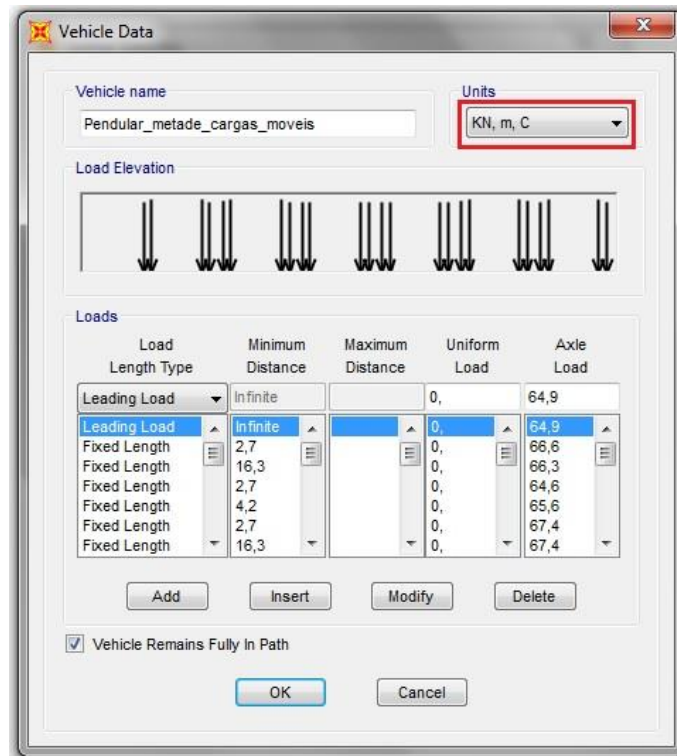


Figura A.51 – Modelação das cargas móveis do comboio Alfa Pendular

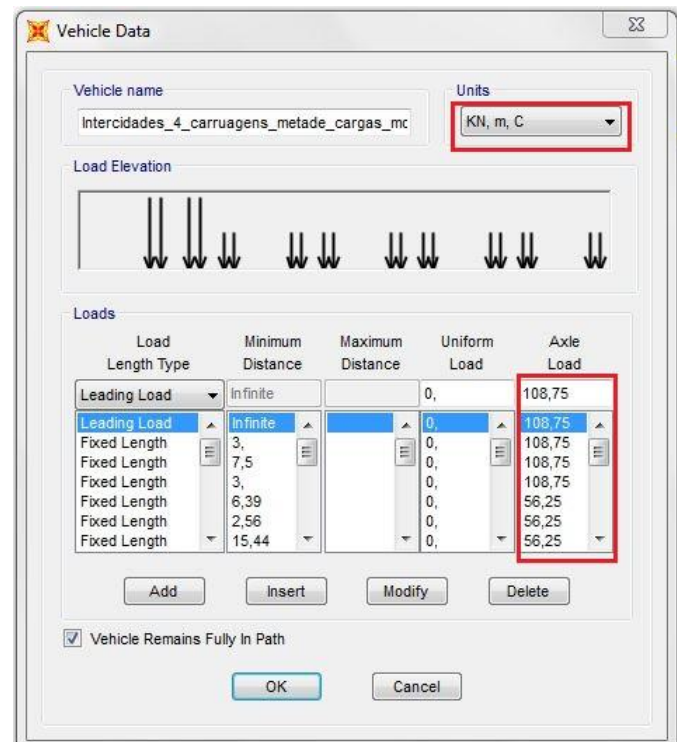


Figura A.52 – Modelação das cargas móveis do comboio Intercidades

13º) Introdução de dano

Para identificação da zona fendilhada, devido ao assentamento, aplicou-se um caso de carga estático que engloba os padrões de carga peso próprio (DEAD), pré-esforço e o assentamento.

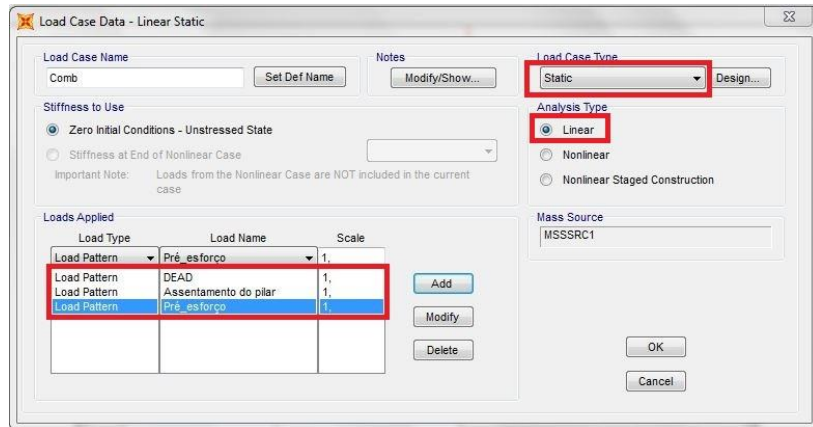


Figura A.53 – Modelação do caso de carga estático para identificação da zona fendilhada

Dos três padrões de carga o assentamento do pilar é feito através do *Assign Joint Displacements* após seleccionar o nó da base do pilar em questão.

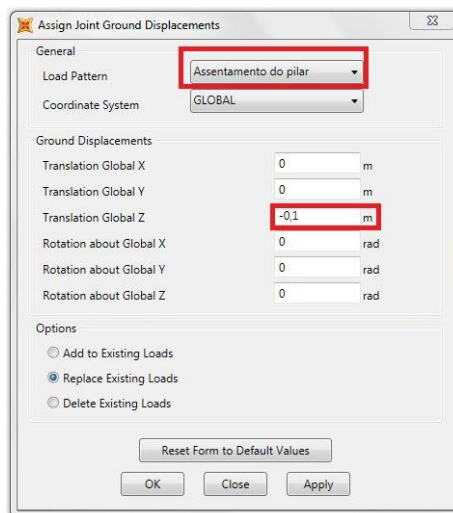


Figura A.54 – Modelação do assentamento na base do pilar

Para o processo da delimitação da zona fendilha observou-se as tensões longitudinais dos elementos após a aplicação do caso de carga estático. Sendo considerados fendilhados os elementos cuja tensão fosse maior ou igual à tensão de rotura à tração do betão C45/55 ($f_{ctm}=3,8\text{MPa}$).

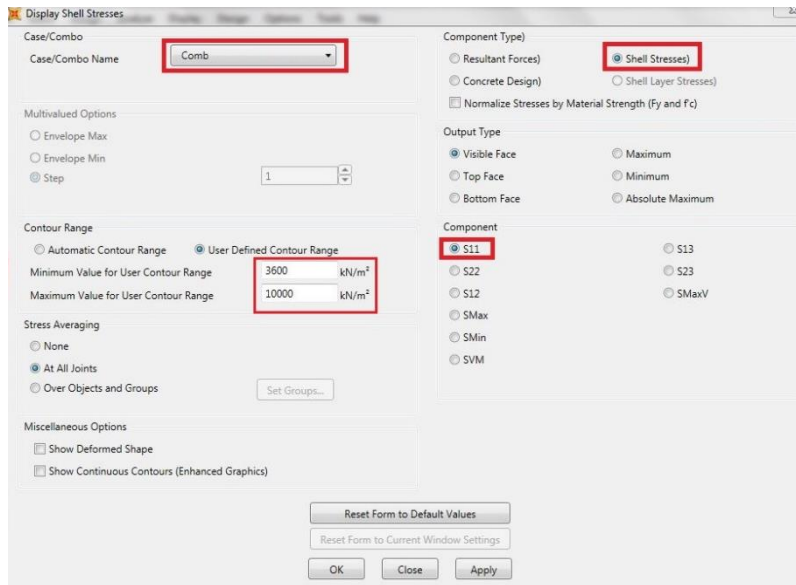


Figura A.55 – Modelação dos esforços a observar após o caso de carga estático para delimitação da área fendilhada