



Monitorização Dinâmica da Ponte Ferroviária de São João

NAIM EFLIATOUN SULEYMAN
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Civil na Área de Especialização de Estruturas.

Orientadores:

Doutora Xu Min, Investigadora Auxiliar, Departamento de Estruturas, LNEC.

Doutor Luís Miguel Pina de Oliveira Santos, Professor Adjunto Convidado,
ADEC, ISEL.

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado, Professora
Coordenadora, ADEC, ISEL.

Vogais:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, Professor Adjunto, ADEC, ISEL. Doutor
Luís Miguel Pina de Oliveira Santos, Professor Adjunto Convidado, ADEC,
ISEL.

Dezembro de 2016

Monitorização Dinâmica da Ponte Ferroviária de São João

NAIM EFLIATOUN SULEYMAN
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Civil na Área de Especialização de Estruturas.

Orientadores:

Doutora Xu Min, Investigadora Auxiliar, Departamento de Estruturas, LNEC.

Doutor Luís Miguel Pina de Oliveira Santos, Professor Adjunto Convidado,
ADEC, ISEL.

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado, Professora
Coordenadora, ADEC, ISEL.

Vogais:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, Professor Adjunto, ADEC, ISEL.

Doutor Luís Miguel Pina de Oliveira Santos, Professor Adjunto Convidado,
ADEC, ISEL.

Dezembro de 2016

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais Emigul e Effiatoun Suleyman
 e à Iris Luís.*

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho não teria sido realizado caso não tivesse ocorrido de forma direta ou indireta a contribuição de algumas pessoas. Aproveito esta parte para deixar o meu especial agradecimento a essas pessoas.

Inicialmente, sinto-me honrado por ter os pais que tenho e agradeço-lhes o constante apoio ao longo do meu percurso tanto académico como pessoal e que determinaram este passo marcante na minha vida, principalmente da parte da minha querida mãe, que constantemente lutou por mim. Deixando também um especial agradecimento pela amizade que me deram ao longo destes anos todos e me ajudaram a ser a pessoa que sou na atualidade.

Agradeço do fundo do meu coração à Iris Luís pelo ombro amigo e todo o suporte, carinho e boa disposição que sempre me motivou a seguir em frente principalmente nas horas mais decisivas e complicadas.

Por toda a paciência que tiveram comigo ao longo destes meses todos, devido à disponibilidade e dedicação que me prestaram para alcançar os meus objetivos neste trabalho final de mestrado, agradeço aos meus orientadores Dr.^a Engenheira Xu Min e Dr.^o Engenheiro Luís Oliveira Santos.

Uma vez que este trabalho é o fruto de longos e bons anos académicos, tanto na licenciatura como no mestrado, quero demonstrar o meu agradecimento a todos os amigos que fiz e que me apoiaram, alegraram e motivaram neste percurso, destacando, entre muitos, o José Rocha, Pedro Silva, Emanuel Jesus, Ivo Rosa e Inês Almeida.

Gostaria de agradecer os bons tempos de convívio e trabalho árduo passados nas últimas semanas no ISEL com o Nuno Pessoa e Ana Gomes.

Um grande e especial agradecimento ao professor Dr. Paulo Mendes que sempre esteve disponível quando mais precisei dele e me auxiliou imenso nesta última etapa crucial da minha vida académica e pelas conversas motivacionais que tivemos ao longo deste trabalho final de mestrado.

Quero agradecer também aos meus amigos Cátia Mariana, João Sousa e Paulo Martins pelos bons momentos passados para descontrair do trabalho final que foram muito importantes e regressar sempre mais motivado.

Ao engenheiro Bruno Caeiro que me motivou sempre e deu-me sempre ideias importantes quando me encontrava aflito em certas ocasiões.

Às pessoas do LNEC que me acolheram e tornaram a minha estadia durante os meses de elaboração da dissertação mais simpática e animada, nomeadamente os bolseiros Pedro Oliveira, Tiago Coelho e Inês Roberto, e os técnicos do Núcleo de Observação de Estruturas, Manuel Bernardino, Diamantino Coelho e Victor Devesa.

Uma palavra final para o LNEC e o ISEL, duas entidades importantíssimas na minha vida tanto pessoal como académica, agradeço-lhes imenso pelas oportunidades que me deram de conhecer as pessoas maravilhosas que fazem parte da minha vida e pelas oportunidades que me deram para finalizar mais uma etapa profissional.

RESUMO

A monitorização do comportamento dinâmico de estruturas é uma forma eficaz de despistar a ocorrência de alguma alteração desse comportamento e, desta forma, dispor de uma avaliação contínua da integridade estrutural. O elevado volume de informação gerado por um sistema de monitorização dinâmica torna necessário o desenvolvimento de algoritmos que realizem de forma automática o processamento dessa informação, extraindo os parâmetros modais da estrutura.

O presente trabalho pretende contribuir para uma mais eficiente automatização da identificação dinâmica de estruturas, através do desenvolvimento de um algoritmo para esse efeito e da sua aplicação aos dados provenientes do sistema de monitorização dinâmica da ponte de São João, procurando-se também caracterizar a influência dos efeitos das variações ambientais nas suas características dinâmicas.

Para este efeito, efetuou-se uma revisão bibliográfica, da qual resulta uma síntese dos conceitos associados à identificação modal de estruturas, bem como os ensaios realizados *in situ* para a caracterização do comportamento dinâmico de estruturas. Referem-se, também, de uma forma geral, alguns dos métodos utilizados no processamento dos valores experimentais para a extração das características dinâmicas de estruturas, tanto no domínio da frequência como no domínio do tempo.

Elaborou-se uma rotina em MatLab, aplicando o método básico no domínio da frequência, como forma de realizar a caracterização dinâmica da estrutura em análise, que foi validada através da aplicação a uma estrutura de pequenas dimensões.

Descreve-se a Ponte de São João, bem como do seu sistema de monitorização da integridade estrutural. A ponte é utilizada como caso de estudo para aplicação do método de identificação modal implementado em MatLab. Descreve-se também o ensaio de vibração ambiental realizado nesta obra de arte, cujos resultados foram tratados através do recurso a um programa comercial.

Foi implementado um modelo numérico da ponte, tendo em vista a simulação do seu comportamento dinâmico, cujos resultados são comparados com os provenientes do ensaio de vibração ambiental. Apresenta-se a evolução dos parâmetros modais da ponte ao longo de cinco meses, analisando-se os fatores, nomeadamente ambientais, que influenciam essa evolução.

Por último, é efetuada uma avaliação dos resultados obtidos e são apontadas algumas perspectivas de desenvolvimentos futuros.

ABSTRACT

The monitoring of the dynamic behaviour of bridges is an effective way to continuously evaluate the variation of its dynamic modal parameters and thus to detect the occurrence of any damage. The huge amount of data collected by a dynamic monitoring system requires the development of algorithms for its automatically processing, in order to identify the modal parameters of the structure.

The purpose of this work is to contribute for the improvement of the automatic identification of the bridge modal parameters, through the development of an algorithm for this effect and its application to the data acquired by the dynamic monitoring system of the São João bridge. Another contribution is the study of the influence of environmental variations effects on the bridge dynamic characteristics.

For this purpose, a review of the basic concepts related to modal identification of structures, as well as the tests performed in situ to characterize the structural dynamic behaviour are presented. Some of the used methods to process the experimental values used in the extraction of the modal parameters, both in the frequency domain and in time domain, are also presented.

A routine was developed in MatLab, based on the basic frequency domain method, as a way to get the modal parameters of the structure under analysis, which was validated through the application to a smaller structure.

A description of São João Bridge is carried out, as well as its structural health monitoring system. This bridge was used as a case study for the application of the modal identification method implemented in MatLab. The ambient vibration test performed for obtaining dynamic characteristics of this bridge is also described.

A numerical model of the bridge was implemented, to simulate its dynamic behaviour, whose results are compared with those from the ambient vibration test. The evolution of the modal parameters of the bridge is presented over five months, and the influence of these factors, namely environmental, is analysed.

Finally, the conclusions are presented and some future developments are proposed.

PALAVRAS-CHAVE / KEYWORDS

Ponte ferroviária / Railway bridge

Comportamento dinâmico de estruturas / Dynamic behaviour of structures

Ensaio de vibração / Vibration tests

Identificação modal / Modal identification

Método básico no domínio da frequência (BFD) / Basic frequency domain method

Sistema de monitorização dinâmica permanente / Continuous dynamic monitoring system

Efeito ambiental / Environmental effect

ÍNDICE

1. Introdução	1
1.1. Enquadramento geral	1
1.2. Objetivos.....	1
1.3. Estrutura da dissertação.....	2
2. Caracterização dinâmica de estruturas	3
2.1. Considerações gerais	3
2.2. Fundamentos da análise dinâmica de estruturas	4
2.3. Identificação experimental das características dinâmicas de estruturas	10
2.3.1. Generalidades	10
2.3.2. Ensaios de medição de vibração ambiental.....	13
2.3.3. Medição de vibração e aquisição de dados	15
2.3.4. Identificação modal	23
2.4. Sistema de monitorização da integridade estrutural (SHM)	29
2.5. Considerações finais	31
3. Desenvolvimento do algoritmo da identificação modal	33
3.1. Considerações iniciais.....	33
3.2. Estudo experimental - Viga encastrada-apoiada.....	33
3.3. Aplicação do método básico no domínio da frequência (BFD).....	36
3.3.1. Estimativa dos espetros	36
3.3.2. Funções de coerência	41
3.3.3. Identificação das configurações modais	42
3.3.4. Estimativa dos coeficientes de amortecimento modais.....	45
3.4. Modelação numérica da viga encastrada-apoiada com 3 G.L.	45
3.5. Comparação de resultados	46
3.6. Considerações finais	49
4. Identificação das características dinâmicas da Ponte de São João	51
4.1. Considerações iniciais.....	51
4.2. Descrição da estrutura.....	51
4.3. Sistema de monitorização da integridade estrutural (SHM)	55
4.3.1. Descrição do sistema instalado.....	56
4.3.2. Processamento de dados.....	57

4.3.3. Resultados obtidos.....	59
4.4. Ensaio dinâmico de vibração ambiental.....	60
4.4.1. Generalidades.....	60
4.4.2. Preparação prévia dos ensaios.....	61
4.4.3. Equipamento utilizado.....	61
4.4.4. Procedimentos adotados.....	62
4.4.5. Resultados obtidos.....	65
4.5. Considerações finais.....	68
5. Estudo da variação dos parâmetros modais.....	71
5.1. Considerações iniciais.....	71
5.2. Modelação numérica com recurso ao SAP2000.....	71
5.3. Comparação de resultados.....	73
5.4. Influência de fatores no comportamento dinâmico de estruturas.....	82
5.4.1. Temperatura.....	82
5.4.2. Rigidez.....	86
5.4.3. Massa.....	88
5.5. Considerações finais.....	89
6. Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	91
6.1. Síntese do trabalho.....	91
6.2. Conclusões.....	92
6.3. Perspetivas Futuras.....	92
Bibliografia.....	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Oscilador de i graus de liberdade (Moutinho, 2007).....	4
Figura 2.2 – Transformação da equação de equilíbrio dinâmico do domínio do tempo para o domínio da frequência (Mendes, 2012a).	8
Figura 2.3 – Ensaio de vibração forçada.....	10
Figura 2.4 – Ensaio de vibração livre na Ponte Vasco da Gama (Caetano <i>et al</i> , 2010).....	12
Figura 2.5 – Ensaio de vibração ambiente usado na ponte de São João.	12
Figura 2.6 – Técnica de ensaio dinâmico realizada numa única fase.	13
Figura 2.7 – Técnicas de ensaio com pontos de referência fixos (Rodrigues, 2004).....	14
Figura 2.8 – Técnicas de ensaio com pontos de referência em avanço (Rodrigues, 2004).....	14
Figura 2.9 – Esquema do funcionamento dos acelerómetros piezoelétricos (Figueiredo, 2006).	16
Figura 2.10 – Modos de funcionamento dos acelerómetros piezoelétricos (Rodrigues, 2004).	16
Figura 2.11 – Exemplos de acelerómetros piezoelétricos uniaxiais.	17
Figura 2.12 – Esquema simplificado de acelerómetros piezoresistivos.	17
Figura 2.13 – Esquema de funcionamento de um acelerómetro capacitivo (Rodrigues, 2004).	18
Figura 2.14 – Exemplos de dois acelerómetros do tipo <i>force balance</i>	19
Figura 2.15 – Sinal sinusoidal discretizado com uma resolução de 3 bits ($2^3= 8$ níveis) (Rodrigues, 2004).	20
Figura 2.16 – Exemplos de alguns sistemas de aquisição de dados.	20
Figura 2.17 – Aplicação de filtros.	22
Figura 2.18 – Exemplo de uma análise no domínio da frequência com recurso ao método BFD.....	25
Figura 2.19 – Diagrama de estabilização obtido com recurso ao método do SSI-COV (Xu <i>et al</i> , 2016).	28
Figura 2.20 – Ilustração esquemática do funcionamento típico de SHM (Figueiras, 2008).....	30
Figura 3.1 – (a) Estrutura ensaiada e (b) modelo simplificado.	34
Figura 3.2 – Equipamentos utilizados no ensaio de vibração ambiental.	34
Figura 3.3 – Séries temporais recolhidas nos 3 graus de liberdade.....	35
Figura 3.4 – Ilustração dos segmentos adotados pelo método de Welch.	37
Figura 3.5 – Aplicação da janela de Hanning.	38
Figura 3.6 – Estimativa das funções de densidade espectral de potência da resposta em acelerações do modelo da viga encastrada-apoiada.	39
Figura 3.7 – Estimativa das funções de densidade espectral de potência da resposta em acelerações do modelo da viga encastrada-apoiada.	39
Figura 3.8 – Auto-espectros normalizados.	40
Figura 3.9 – Espectro normalizado médio [ANPSD], considerando janelas com 1024 pontos.	41

Figura 3.10 – Estimativas das funções de coerência do modelo plano da viga encastrada-apoiada.	42
Figura 3.11 – Estimativa das funções de transferência do modelo plano da viga encastrada-apoiada	44
Figura 3.12 – Modelo A: viga.	46
Figura 3.13 – Modelo B: viga com aplicação de massa.	46
Figura 3.14 – Modelo C: viga com aplicação de massa e molas.....	46
Figura 3.15 – Configuração dos modos verticais.....	48
Figura 4.1 – Ponte ferroviária de São João vista do lado de Gaia.	52
Figura 4.2 – Alçado da ponte de São João (Santos, 2001).	52
Figura 4.3 – Secção transversal da viga de caixão bicelular usada na ponte de São João.	52
Figura 4.4 – Desenho comparativo de três secções da ponte de São João.	53
Figura 4.5 – Pormenor dos pilares da ponte ferroviária em estudo.	53
Figura 4.6 – Processo construtivo da ponte S. João à partir dos pilares centrais em consola. (Fonte: A Ponte de São João, de Luís Lousada Soares)	54
Figura 4.7 – Apoio “pendular” sobre o pilar PE7.....	54
Figura 4.8 – Pré-esforço exterior.....	55
Figura 4.9 – Localização das secções instrumentadas (Santos, 2001).....	55
Figura 4.10 – Esquema da localização dos acelerómetros na ponte de São João.....	56
Figura 4.11 – Acelerómetros uniaxiais do tipo force balance da marca Kinematics.	56
Figura 4.12 – Aquisição e processamento de dados.	57
Figura 4.13 – Vibração vertical registada com os dados pré-processados.	58
Figura 4.14 – Aplicação da raiz média dos quadrados (RMS) aos registos de aceleração transversais.	58
Figura 4.15 – Aplicação da raiz média dos quadrados (RMS) aos registos de aceleração verticais.	58
Figura 4.16 – Frequências dos modos de vibração transversais obtidas.....	59
Figura 4.17 – Frequências dos modos de vibração verticais obtidas.	60
Figura 4.18 – Processo de calibração dos acelerómetros em laboratório (LNEC).....	61
Figura 4.19 – Sistema de aquisição de dados e baterias recarregáveis.	62
Figura 4.20 – Exemplo de cargas atuantes sobre a ponte de São João.....	63
Figura 4.21 – Pontos instrumentados no ensaio 1.....	64
Figura 4.22 – Pontos instrumentados no ensaio 2.....	64
Figura 4.23 – Pontos instrumentados no ensaio 3.....	64
Figura 4.24 – Pontos instrumentados no ensaio 4.....	64
Figura 4.25 – Pontos instrumentados no ensaio 5.....	64
Figura 4.26 – Pontos instrumentados no ensaio 6.....	65
Figura 4.27 – Pontos instrumentados no ensaio 7.....	65
Figura 4.28 – Pontos instrumentados no ensaio 8.....	65
Figura 4.29 – Espectro do 1º valor singular calculado com as acelerações transversais.....	66
Figura 4.30 – Espectro do 1º valor singular calculado com as acelerações verticais.	66
Figura 4.31 – Configuração dos modos transversais identificados.	67

Figura 4.32 – Configuração dos modos verticais identificados.....	68
Figura 5.1 – Modelo numérico da Ponte de São João calibrado.	73
Figura 5.2 – Representação da secção adotada a meio vão entre os pilares E1 e D1.	73
Figura 5.3 – Comparação entre as frequências obtidas experimentalmente e as frequências calculadas.	74
Figura 5.4 – Configuração do 1º modo transversal.....	75
Figura 5.5 – Configuração do 2º modo transversal.....	76
Figura 5.6 – Configuração do 3º modo transversal.....	76
Figura 5.7 – Configuração do 4º modo transversal.....	76
Figura 5.8 – Configuração do 5º modo transversal.....	77
Figura 5.9 – Configuração do 6º modo transversal.....	77
Figura 5.10 – Configuração do 7º modo transversal.....	77
Figura 5.11 – Configuração do 8º modo transversal.....	78
Figura 5.12 – Configuração do 9º modo transversal.....	78
Figura 5.13 – Configuração do 1º modo vertical.....	78
Figura 5.14 – Configuração do 2º modo vertical.....	79
Figura 5.15 – Configuração do 3º modo vertical.....	79
Figura 5.16 – Configuração do 4º modo vertical.....	79
Figura 5.17 – Configuração do 5º modo vertical.....	80
Figura 5.18 – Configuração do 6º modo vertical.....	80
Figura 5.19 – Configuração do 7º modo vertical.....	80
Figura 5.20 – Configuração do 8º modo vertical.....	81
Figura 5.21 – Esquema da localização dos pares termoeletricos na secção 7.....	82
Figura 5.22 – Comparação de temperaturas obtidas.....	83
Figura 5.23 – Comparação entre a frequência do 1º modo transversal e a temperatura do tabuleiro (S7).....	84
Figura 5.24 – Comparação entre a frequência do 2º modo transversal e a temperatura do tabuleiro (S7).....	84
Figura 5.25 – Comparação entre a frequência do 3º modo transversal e a temperatura do tabuleiro (S7).....	84
Figura 5.26 – Comparação entre a frequência do 1º modo vertical e a temperatura do tabuleiro (S7).	85
Figura 5.27 – Comparação entre a frequência do 3º modo vertical e a temperatura do tabuleiro (S7).	85
Figura 5.28 – Comparação entre a frequência do 7º modo vertical e a temperatura do tabuleiro (S7).	85

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Características mecânicas do material.....	35
Tabela 3.2 – Estimativa das configurações modais com base na 1ª coluna das FRF de transferência da Figura 3.11.....	44
Tabela 3.3 – Estimativa das configurações modais com base na 2ª coluna das FRF de transferência da Figura 3.11.....	44
Tabela 3.4 – Estimativa das configurações modais com base na 3ª coluna das FRF de transferência da Figura 3.11.....	44
Tabela 3.5 – Comparação dos três primeiros modos verticais obtidos por processamento de dados e pelo modelo numérico A.	47
Tabela 3.6 – Comparação dos três primeiros modos verticais obtidos por processamento de dados e pelo modelo numérico B.	47
Tabela 3.7 – Comparação dos três primeiros modos verticais obtidos por processamento de dados e pelo modelo numérico C.	47
Tabela 4.1 – Frequência dos modos de vibração identificados.....	60
Tabela 4.2 – Pontos instrumentados nos ensaios dinâmicos.....	63
Tabela 4.3 – Frequência e coeficiente de amortecimento dos modos de vibração.....	66
Tabela 5.1 – Características dos materiais de betão usados na ponte.....	72
Tabela 5.2 – Cálculo da restante carga permanente sobre a ponte de São João.	72
Tabela 5.3 – Modos transversais da ponte de São João.....	74
Tabela 5.4 – Modos verticais da ponte de São João.....	74
Tabela 5.5 – Critério MAC para comparar os modos de vibração transversais obtidos pelo ensaio e pelo modelo numérico.	81
Tabela 5.6 – Critério MAC para comparar os modos de vibração verticais obtidos pelo ensaio e pelo modelo numérico.	82
Tabela 5.7 – Valores das temperaturas obtidos nos meses considerados.	83
Tabela 5.8 – Representação das três frequências transversais para diferentes valores do módulo de elasticidade do tabuleiro.	87
Tabela 5.9 – Representação das três frequências verticais para diferentes valores do módulo de elasticidade do tabuleiro.	87
Tabela 5.10 – Representação das três frequências transversais para diferentes valores do módulo de elasticidade dos pilares.....	87
Tabela 5.11 – Representação das três frequências verticais para diferentes valores do módulo de elasticidade dos pilares.....	87
Tabela 5.12 – Representação das três frequências transversais com variação da restante carga permanente.....	88
Tabela 5.13 – Representação das três frequências verticais com variação da restante carga permanente.....	88

SIMBOLOGIA

Latinas maiúsculas

N - Número de graus de liberdade do modelo

E_c - Módulo de elasticidade do betão

T_i - Período natural de vibração do i -ésimo modo de vibração

$T_{1/i}$ - Matriz de Toeplitz

H^{ref} - Matriz de Hankel

Latinas minúsculas

c - Amortecimento de um corpo $[(N/ms^{-1})/m^3]$

c_i - Amortecimento do grau de liberdade i

\underline{c} - Matriz de amortecimento

\underline{c}^* - Matriz de amortecimento modal

f_i - Frequência natural de vibração [Hz]

$f_i(t)$ - Força externa no grau de liberdade i

$\underline{f}(t)$ - Vetor das forças externas aplicadas à estrutura [kN]

k - Rigidez de um corpo

k_i - Rigidez de um corpo no grau de liberdade i

\underline{k} - Matriz de rigidez

\underline{k}^* - Matriz de rigidez modal

m - Massa de um corpo

m_i - Massa de um corpo no grau de liberdade i

\underline{m} - Matriz de massa

\underline{m}^* - Matriz de massa modal

t - Tempo [s]

$u(t)$ - Deslocamento de um corpo

u_i - Deslocamento de um corpo no grau de liberdade i

$\underline{u}(t)$ - Vetor de deslocamentos

$\dot{u}(t)$ - Velocidade de um corpo

\dot{u}_i - Velocidade de um corpo no grau de liberdade i

$\dot{\underline{u}}(t)$ - Vetor das velocidades

$\ddot{u}(t)$ - Aceleração de um corpo

\ddot{u}_i - Aceleração de um corpo no grau de liberdade i

$\ddot{\underline{u}}(t)$ - Vetor das acelerações

Gregas maiúsculas

$\underline{\Phi}$ - Matriz modal

$\underline{\Phi}^T$ - Matriz modal transposta

$\underline{\Omega}^2$ - Matriz espectral

Gregas minúsculas

α - Coeficiente de dilatação térmica [$^{\circ}\text{C}$]

ϕ_i - Vetor modal (vetor com o modo de vibração i)

$\hat{\phi}_i$ - Vetor modal normalizado (vetor com o modo de vibração i normalizado)

γ - Peso volúmico [kN/m^3]

φ - Fase [$^{\circ}$]

ν - Coeficiente de Poisson

ω - Frequência angular natural [rad/s]

ξ - Coeficiente de amortecimento relativo

Siglas e acrónimos

BFD – Método básico no domínio da frequência

EFDD – Versão melhorada do Método de decomposição no domínio da frequência

FDD – Método de decomposição no domínio da frequência

FFT – “Fast Fourier Transform”

FRF – Função de resposta em frequência

IFFT – inverso da FFT

G.L. – Graus de Liberdade

ISEL – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NPI – Número de pontos instrumentados

PP - “Peak Picking”

SHM – “Structural Health Monitoring”

SSI-COV – Método de identificação estocástica em subespaços a partir das correlações

SSI-DATA – Método de identificação estocástica em subespaços a partir das séries temporais

SVD – Decomposição em valores singulares

RMS – “Root Mean Square”

1. Introdução

1.1. Enquadramento geral

As pontes destacam-se pela sua importância na infraestrutura rodoviária, ferroviária e urbana, permitindo encurtar distâncias e vencer obstáculos cada vez maiores, permitindo uma constante ligação entre diferentes locais.

Devido à dimensão, complexidade e pela importância no domínio de mobilidade de pessoas, as obras de arte requerem um acompanhamento atento durante a fase construtiva e após a sua entrada em serviço. Torna-se cada vez mais importante prolongar a vida útil da obra através da sua manutenção e conservação, cujos custos são bastante importantes, influenciando de forma significativa a economia de um país.

A manutenção e conservação baseiam-se, fundamentalmente, nos resultados que são obtidos à partir de inspeções. Essas inspeções assumem uma importância crucial, permitindo obter informações necessários sobre a segurança e funcionalidade das pontes.

No caso particular das obras de arte, recorre-se à monitorização para avaliar a sua integridade estrutural, através da caracterização, por via da observação, do comportamento físico e mecânico dos materiais e seus elementos estruturais quando submetidos a uma solicitação contínua ou temporária.

A monitorização de pontes pode ser realizado em regime estático ou dinâmico.

O recurso a meios de comunicação remota e a evolução das potencialidades dos computadores e dos *softwares* atuais, permitem obter, de forma automática, os dados provenientes das estruturas.

1.2. Objetivos

O presente trabalho final de mestrado tem os seguintes objetivos:

- Desenvolvimento de um algoritmo para a automatização da identificação dinâmica de estruturas;
- Identificação das características dinâmicas da ponte de São João;
- Análise dos efeitos da variação das condições ambientais nas características dinâmicas da estrutura.

1.3. Estrutura da dissertação

A dissertação é dividida em seis capítulos principais, o primeiro dos quais constitui a presente introdução.

No segundo capítulo apresentam-se os fundamentos teóricos da dinâmica de estruturas, introduz-se o conceito de identificação experimental das características dinâmicas da estrutura e descrevem-se os três tipos de ensaios *in situ* e o processamento dos dados provenientes desse tipo de ensaios utilizados para esse efeito. No final deste mesmo capítulo explica-se o conceito do sistema de monitorização permanente.

O terceiro capítulo foca-se mais ao nível de um algoritmo desenvolvido em MatLab. Por forma a aprofundar melhor os conhecimentos teóricos, é apresentado um caso de estudo experimental de vibração ambiente em laboratório de uma viga encastrada-apoiada. Aborda-se o método de identificação estocástica como processamento dos dados para obter as características dinâmicas da estrutura e é complementado com os resultados proveniente do ensaio de vibração ambiental realizado e, posteriormente, comparados com um modelo numérico elaborado.

O quarto capítulo apresenta o caso de estudo, a Ponte Ferroviária de São João, com uma descrição detalhada da estrutura. Abordam-se os conceitos gerais sobre a monitorização do comportamento estrutural e a sua aplicação na ponte. Apresenta-se o ensaio de vibração ambiente realizado na ponte. A partir dos resultados desses ensaios, realiza-se a identificação das características dinâmicas da ponte.

No quinto capítulo é elaborado o modelo numérica de elementos finitos da Ponte São João com recurso a programas de cálculo automático (SAP2000). Os resultados provenientes do ensaio de vibração ambiental são comparados com os resultados obtidos com o modelo numérico neste mesmo capítulo. Faz-se uma análise sobre a evolução do comportamento dinâmico da estrutura ao longo do tempo com base nos dados adquiridos através do sistema de monitorização contínua da ponte, estudando os efeitos da temperatura sobre as frequências dos modos de vibração identificadas. No final, com recurso ao modelo numérico desenvolvido, procura-se estudar a influência da rigidez e da massa sobre as características dinâmicas da Ponte.

No último capítulo são apresentadas as conclusões do estudo realizado e as perspectivas de futuros desenvolvimentos.

2. Caracterização dinâmica de estruturas

2.1. Considerações gerais

A caracterização dinâmica de uma estrutura consiste em obter os seus parâmetros modais como as frequências naturais, configurações dos modos de vibração e coeficientes de amortecimento modais.

A resposta de um sistema estrutural às solicitações a que está sujeito depende das suas características, e é regida pelas equações diferenciais de movimento que descrevem o seu equilíbrio dinâmico.

Neste capítulo são introduzidos os conceitos de caracterização dinâmica de estruturas que servem como fundamentos aos métodos utilizados na análise dinâmica das estruturas.

Habitualmente, antes da abordagem dos sistemas com vários graus de liberdade, é usual apresentar os aspetos relativos a sistemas de um grau de liberdade, devido a sua importância para a compreensão geral do tema. Tal não será o caso neste trabalho, visto que se tratam de aspetos bastante abordados em vários trabalhos sobre dinâmica de estruturas (Penzien & Clough, 1995; Chopra, 1995) e sobre análise modal experimental (Maia *et al*, 1998). Deste modo, o presente capítulo começa logo com uma abordagem referente aos sistemas discretizados em vários graus de liberdade. Porém, sempre que necessário, são mencionados os sistemas de um grau de liberdade.

Os sistemas estruturais são simplificados e idealizados através das matrizes de massa e rigidez, definidas pelas suas características geométricas e físicas, assumindo-se a hipótese de comportamento elástico linear do material e cujas características não se alteram com o tempo.

Posteriormente são abordados vários tipos de ensaios e equipamentos, utilizados para identificar experimentalmente as características dinâmicas das estruturas.

A monitorização da integridade estrutural pode ser realizado em regime estático ou dinâmico e monitorização periódica ou monitorização contínua. Cada categoria depende do tipo de ação a que a estrutura fica sujeita, quer em termos da frequência de medição das grandezas físicas, quer no que diz respeito à escala temporal usada para recolher os dados.

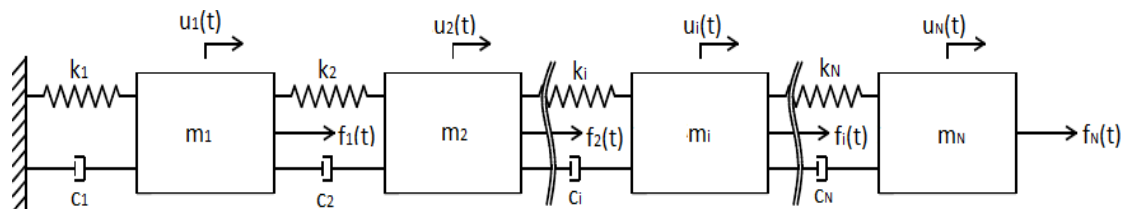
2.2. Fundamentos da análise dinâmica de estruturas

O equilíbrio dinâmico de uma estrutura que esteja discretizada em N graus de liberdade e sujeita à ação de uma força externa $f(t)$, variáveis ao longo do tempo t , é descrito em forma da equação do movimento ou equação do equilíbrio dinâmico em regime livre:

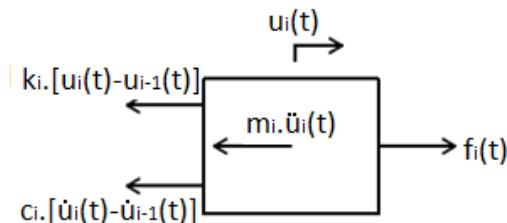
$$\underbrace{\underline{m} \cdot \ddot{\underline{u}}(t)}_{\text{Forças de Inércia}} + \underbrace{\underline{c} \cdot \dot{\underline{u}}(t)}_{\text{Forças de Amortecimento}} + \underbrace{\underline{k} \cdot \underline{u}(t)}_{\text{Forças Elástica}} = \underbrace{\underline{f}(t)}_{\text{Forças Exterior}} \quad (2.1)$$

em que \underline{m} corresponde à matriz de massa, \underline{c} é referente à matriz de amortecimento e \underline{k} à matriz de rigidez da estrutura. Os vetores $\ddot{\underline{u}}(t)$, $\dot{\underline{u}}(t)$ e $\underline{u}(t)$ correspondem, respetivamente, às acelerações, velocidades e deslocamentos referentes aos graus de liberdade da estrutura. Por sua vez, $\underline{f}(t)$ corresponde às forças externas aplicadas à estrutura nos devidos graus de liberdade.

Na Figura 2.1 (a) é apresentado o equilíbrio dum sistema de N graus de liberdade idealizado por um sistema constituído por um conjunto de massas (m_1, m_2, \dots, m_N), ligadas ao exterior através de uma mola de rigidez k_1 e um amortecedor de constantes de amortecimento c_1 , e ligadas entre si através de molas de rigidez k_2, \dots, k_N e amortecedores de constantes de amortecimento c_2, \dots, c_N , solicitadas por forças variáveis no tempo $f_1(t), f_2(t), \dots, f_N(t)$. Os respetivos diagramas de corpo livre, referentes ao equilíbrio dinâmico de cada um dos corpos, estão indicados na Figura 2.1 (b).



(a) sistema idealizado



(b) diagrama de corpo livre para o grau de liberdade i

Figura 2.1 – Oscilador de i graus de liberdade (Moutinho, 2007).

Da equação de equilíbrio dinâmico em (2.1) resulta um sistema com N equações diferenciais de 2ª ordem a N incógnitas (equações dependentes). Uma solução para a resolução deste sistema de equações dependentes entre si será com recurso ao

conceito de coordenadas modais que permitem a transformação do sistema de N equações de 2ª ordem acopladas num sistema de N equações de 2ª ordem independentes.

No caso de sistemas em regime livre sem amortecimento e sem forças externas aplicadas, os seus valores e vetores próprios correspondentes às suas frequências e modos naturais de vibração são obtidos através da equação do movimento seguinte:

$$\underline{m} \cdot \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{k} \cdot \underline{u}(t) = \underline{0} \quad (2.2)$$

Considera-se que a estrutura ao vibrar vai representar um movimento harmónico com uma frequência angular natural ω , obtendo-se o seguinte deslocamento:

$$\underline{u}(t) = \underline{\phi} \cdot \cos(\omega \cdot t - \varphi) \quad (2.3)$$

onde $\underline{\phi}$ é referente ao vetor da configuração deformada da estrutura (modo de vibração) e φ é a fase.

Ao derivar a equação em (2.3) duas vezes em ordem ao tempo obtém-se a equação das acelerações:

$$\ddot{\underline{u}}(t) = -\omega^2 \cdot \underline{\phi} \cdot \cos(\omega \cdot t - \varphi) \quad (2.4)$$

Substituindo as equações dos deslocamentos (2.3) e das acelerações (2.4) na equação do movimento expressa em (2.2) obtém-se a equação de equilíbrio a resolver:

$$[\underline{k} - \underline{m} \cdot \omega^2] \cdot \underline{\phi} = \underline{0} \quad (2.5)$$

Para que a equação (2.5) seja resolvida como uma solução não nula ou trivial a determinante da matriz principal deverá ser nula, ou seja:

$$|\underline{k} - \underline{m} \cdot \omega^2| = 0 \quad (2.6)$$

Deste modo, a obtenção dos modos de vibração naturais e das frequências naturais do sistema é dada pela resolução de um problema de valores próprios (ω^2) e vetores próprios ($\underline{\phi}$) da equação (2.5).

Através da frequência angular natural obtém-se a frequência natural de vibração (f_i) expressa em Hertz e o período natural de vibração (T_i) em segundos, tal como indicado:

$$f_i = \frac{\omega_i}{2 \cdot \pi}, \quad T_i = \frac{1}{f_i} \quad \text{com } i = 1, 2, \dots, N \quad (2.7)$$

Os valores próprios correspondem aos quadrados das frequências angulares de vibração (ω^2) e são arrumados numa matriz espectral (2.8).

$$\underline{\Omega}^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_i^2 & & \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

Por sua vez, os vetores próprios ($\underline{\phi}$) correspondem aos vetores com os modos de vibração e são arrumados numa matriz modal (2.9).

$$\underline{\Phi} = [\underline{\phi}_1 \ \underline{\phi}_2 \ \dots \ \underline{\phi}_i \ \dots \ \underline{\phi}_N] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

Os vetores próprios são determinados em relação a um fator de escala, devendo-se, por forma a resolver a equação do movimento, ser normalizados em relação à matriz de massa, para que se possa verificar as seguintes relações:

$$\underline{\Phi}^T \cdot \underline{m} \cdot \underline{\Phi} = \underline{I} \quad (2.10)$$

$$\underline{\Phi}^T \cdot \underline{k} \cdot \underline{\Phi} = \underline{\Omega}^2 \quad (2.11)$$

Em que \underline{I} é a matriz de identidade de dimensão $N \times N$ (2.12) e $\underline{\Omega}^2$ é a matriz espectral tal como abordado anteriormente.

$$\underline{I} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

A matriz $\underline{\Phi}$ tem como colunas os vetores próprios normalizados. A normalização pode ser efetuada da seguinte forma:

- Normalização a um dado elemento, em que se considera a mesma componente dos vários vetores dos modos de vibração igual à unidade: $\hat{\phi}_i = \frac{\phi_i}{\phi_i}$
- Normalização ao valor máximo, que consiste em dividir cada vetor pelo maior valor absoluto: $\hat{\phi}_i = \frac{\phi_i}{\max(\phi_i)}$

- Normalização à norma, sendo os modos normalizados em relação à norma de cada modo: $\hat{\underline{\phi}}_i = \frac{\underline{\phi}_i}{\|\underline{\phi}_i\|}$
- Normalização em relação à matriz de massa, normalizando-se cada modo de vibração através da expressão: $\hat{\underline{\phi}}_i = \frac{\underline{\phi}_i}{\sqrt{\underline{\phi}_i^T \cdot \underline{m} \cdot \underline{\phi}_i}} = \frac{\underline{\phi}_i}{\sqrt{\underline{m}^*}}$

Segundo (Mendes, 2012a), para um caso experimental, os modos de vibração são geralmente normalizados em relação ao valor máximo ou a um dado elemento. Porém, a nível teórico é frequente ocorrer uma normalização em relação à matriz de massa pelo fato de tornar a expressão (2.1) mais simples.

Os vetores que representam os modos de vibração apresentam a ortogonalidade em relação à matriz de rigidez e à matriz de massa que são traduzidas nas seguintes equações ($i \neq j$):

$$\begin{cases} \underline{\Phi}_i^T \cdot \underline{k} \cdot \underline{\Phi}_j = 0 \\ \underline{\Phi}_i^T \cdot \underline{m} \cdot \underline{\Phi}_j = 0 \end{cases} \quad (2.13)$$

As condições de ortogonalidade permitem que as matrizes de rigidez e massa sejam representadas por matrizes diagonais \underline{k}^* e \underline{m}^* , respetivamente:

$$\underline{k}^* = \underline{\phi}^T \cdot \underline{k} \cdot \underline{\phi} = \begin{bmatrix} k_1^* & & & \\ & k_2^* & & \\ & & \dots & \\ & & & k_N^* \end{bmatrix} \text{ e } \underline{m}^* = \underline{\phi}^T \cdot \underline{m} \cdot \underline{\phi} = \begin{bmatrix} m_1^* & & & \\ & m_2^* & & \\ & & \dots & \\ & & & m_N^* \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

A matriz de amortecimento (\underline{c}) resulta de uma combinação linear das matrizes \underline{m} e \underline{k} (hipótese de amortecimento de Rayleigh), garantindo-se, deste modo, que a matriz \underline{c}^* é diagonal:

$$\underline{c} = c1 \cdot \underline{m} + c2 \cdot \underline{k} \quad (2.15)$$

onde $c1$ e $c2$ são constantes de ponderação.

Assim, pode-se obter a matriz de amortecimento modal (\underline{c}^*) diagonal:

$$\underline{c}^* = \underline{\phi}^T \cdot \underline{c} \cdot \underline{\phi} = \begin{bmatrix} c_1^* & & & \\ & c_2^* & & \\ & & \dots & \\ & & & c_N^* \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

A equação de equilíbrio (2.1) também pode ser resolvida com a utilização da técnica no domínio da frequência, com recurso à transformada de Fourier (TF), considerando condições iniciais nulas.

De acordo com (Mendes & Oliveira, 2008) a transformada de Fourier surge a partir das séries de Fourier, onde se assume que uma função real f , de variável real no tempo t num intervalo finito $[0, T]$, pode ser definida no domínio da frequência pela soma do seu valor médio com um número ilimitado de funções sinusoidais definidas no mesmo intervalo de tempo (Figura 2.2).

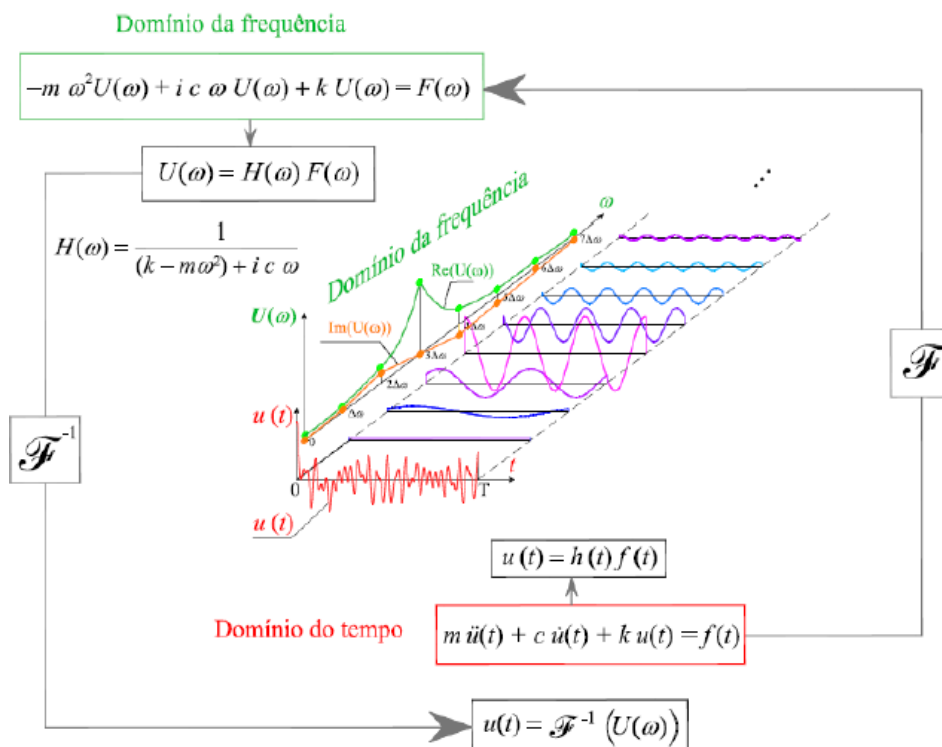


Figura 2.2 – Transformação da equação de equilíbrio dinâmico do domínio do tempo para o domínio da frequência (Mendes, 2012a).

Para um sistema de um grau de liberdade, as transformadas de Fourier (TF) dos vetores dos deslocamentos, das velocidades e das acelerações são, respetivamente:

$$\begin{cases} TF(u(t)) = U(\omega) \\ TF(\dot{u}(t)) = i \cdot \omega \cdot U(\omega) \\ TF(\ddot{u}(t)) = -\omega^2 \cdot U(\omega) \end{cases} \quad (2.17)$$

onde $U(\omega)$ é uma função complexa.

Aplicando estas expressões à equação expressa em (2.1), obtém-se:

$$\begin{aligned} TF(m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t)) &= TF(f(t)) \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow -m \cdot \omega^2 \cdot U(\omega) + c \cdot i \cdot \omega \cdot U(\omega) + k \cdot U(\omega) &= F(\omega) \end{aligned} \quad (2.18)$$

A resposta da estrutura, no domínio da frequência, pode ser definida a partir da excitação:

$$U(\omega) = \frac{F(\omega)}{(k - m \cdot \omega^2 + c \cdot i \cdot \omega)} \quad (2.19)$$

sendo mais usual escrever-se sob a forma:

$$U(\omega) = H(\omega) \cdot F(\omega) \quad (2.20)$$

A função $H(\omega)$ é designada por função de resposta no domínio da frequência (FRF) de um oscilador de 1 G.L. e corresponde à transformada de Fourier da função de resposta a um impulso unitário $h(t-\tau)$.

Considerando que a frequência angular natural de vibração (ω_n) e a constante de amortecimento (c) podem ser calculadas a partir da massa e da rigidez:

$$\omega_n = \sqrt{k/m} \quad (2.21)$$

$$c = 2 \cdot \xi \cdot m \cdot \omega_n \quad (2.22)$$

onde ξ representa o coeficiente de amortecimento relativo.

Assim, a resposta no domínio da frequência é dada pela expressão:

$$H(\omega) = \frac{1}{(k - m \cdot \omega^2 + c \cdot i \cdot \omega)} = \frac{1/m}{(\omega_n^2 - \omega^2 + 2 \cdot i \cdot \xi \cdot \omega_n \cdot \omega)} \quad (2.23)$$

A representação gráfica da FRF pode ser feita através do espectro de amplitudes ($\sqrt{R^2 + I^2}$) e pelo espectro das fases ($\text{tg}^{-1}(-I/R)$) em que R corresponde à parte real e I corresponde à parte imaginária da função complexa $H(\omega)$.

Da equação (2.23) pode-se observar que a amplitude da FRF tem um máximo para valores de ω muito próximos da frequência natural da estrutura (ω_n) ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Visto que $\omega = \omega_n \cdot \sqrt{1 - \xi^2}$ e como, no caso de estruturas de engenharia civil, o coeficiente de amortecimento relativo (ξ) toma valores baixos pode-se concluir que $\omega \approx \omega_n$ uma vez que $\sqrt{1 - \xi^2} \approx 1$.

2.3. Identificação experimental das características dinâmicas de estruturas

2.3.1. Generalidades

O estudo experimental do comportamento dinâmico de estruturas tem tido uma crescente utilização, devido ao seu carácter não destrutivo e ao excelente nível de conhecimento que permitem alcançar. Para este efeito releva o facto do comportamento dinâmico depender da massa e da rigidez da estrutura, o que permite calibrar os modelos numéricos utilizados para a simulação do seu comportamento, bem como, pela sua repetição ao longo do tempo, identificar alterações de comportamento estrutural resultantes da sua degradação.

Existem três tipos de ensaios *in situ* utilizados para obter as características dinâmicas de estruturas, designadamente, ensaios de vibração com controlo e medição das forças de excitação, ensaios de medição de resposta das estruturas em regime livre e ensaios de medição da resposta das estruturas às ações ambientais, ou seja, às ações em que uma estrutura normalmente fica sujeita em condições normais de serviço.

Ensaio de vibração forçada

Os ensaios de vibração forçada consistem na aplicação duma excitação controlada em um ou em vários sítios escolhidos duma estrutura e na medição da resposta (geralmente em aceleração) nos diversos pontos da mesma estrutura.

A realização deste tipo de ensaios requer a utilização de equipamentos que possam aplicar as forças de excitação, tais como geradores de vibrações servo-hidráulicos (ver Figura 2.3) ou mecânicos de massas excêntricas, ou ainda equipamentos de aplicação de impulsos. As forças de excitação que são empregues podem ser de diversos tipos, nomeadamente, excitações de variação harmónica, ou com características de ruído branco numa determinada gama de frequências, ou ainda de tipo impulsivo.

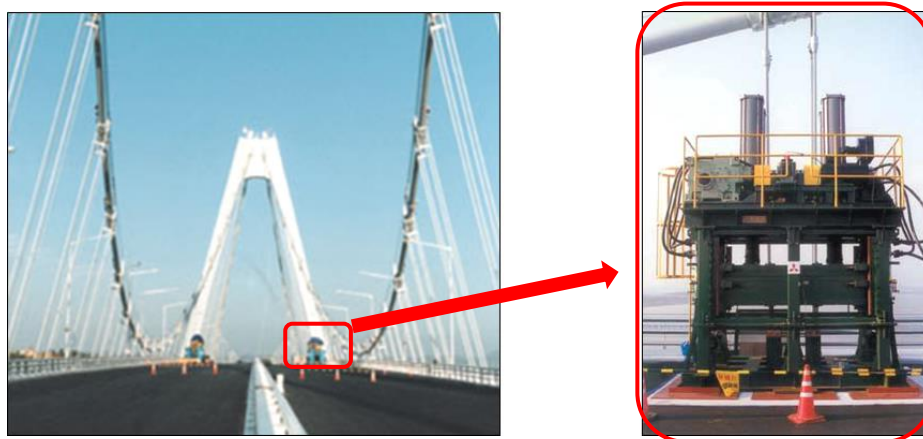


Figura 2.3 – Ensaio de vibração forçada.

No entanto, com estes equipamentos, na gama das baixas frequências (abaixo de 1 Hz) é muito difícil conseguir níveis de força capazes de excitar adequadamente as estruturas de grandes dimensões (Rodrigues, 2004). No caso das pontes com grande vão (pontes suspensas e pontes atirantadas) podem existir modos de vibração com frequências muito baixas (inferiores a 1 Hz), tornando-se assim difícil a sua identificação.

Para se conseguir implementar os ensaios de vibração forçada em pontes que estejam em serviço, é necessário interromper a passagem de tráfego durante os períodos de realização dos ensaios. Este processo torna estes ensaios desvantajosos, principalmente, em casos de pontes sujeitas a tráfego muito intenso em que é praticamente impossível efetuar uma interrupção do tráfego devido aos custos associados.

Ensaio de vibração livre

Os ensaios de medição de vibração em regime livre consistem em impor uma deformação inicial à estrutura que é repentinamente libertada, deixando-a a vibrar em regime livre. Medindo e analisando essa resposta em regime livre podem-se identificar as características dinâmicas da estrutura, como frequências, configurações modais e coeficientes de amortecimento modais.

Uma forma de introduzir deformação inicial na estrutura é aplicar um cabo tensionado, ancorado ao solo, a uma estrutura vizinha que seja suficientemente rígida, ou puxado por uma grua, um camião ou um rebocador. O cabo é tensionado até se atingir um valor predefinido e é cortado através duma ligação fusível, deixando a estrutura a vibrar em regime livre.

Uma outra forma de executar estes ensaios é através da suspensão de um peso que é libertado repentinamente, sendo essa libertação conseguida de diversos meios, como através de explosivos ou através do corte a maçarico de um elemento do sistema de suspensão do peso (Figura 2.4).

Para realizar este tipo de ensaio é preciso interromper a utilização normal de uma estrutura o que torna-se inconveniente para estruturas em serviço. No entanto, os meios necessários para executar estes ensaios são razoavelmente acessíveis para o empreiteiro da construção duma obra de engenharia civil, por isso, é ponderável a sua realização imediatamente após o fim da construção de uma estrutura.

Uma grande vantagem destes ensaios é o fato de permitirem obter com bom rigor os coeficientes de amortecimento modais.



Figura 2.4 – Ensaio de vibração livre na Ponte Vasco da Gama (Caetano *et al*, 2010).

Ensaio de vibração ambiental

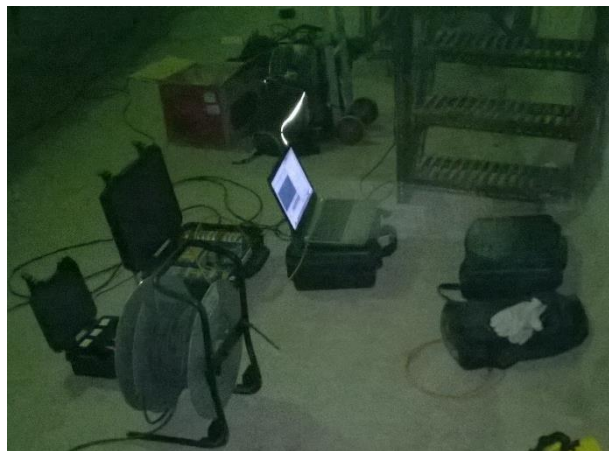
Os ensaios de vibração ambiental (Figura 2.5) baseiam-se na medição da resposta das estruturas às ações a que estão sujeitas durante o seu funcionamento, como o vento, o tráfego de veículos que circulem sobre as estruturas ou na sua vizinhança, o tráfego de peões, o efeito da ondulação marítima ou do escoamento dum rio.



(a) acelerómetro de aquisição



(b) amplificador de sinal



(c) local de aquisição e controle dos registos.

Figura 2.5 – Ensaio de vibração ambiente usado na ponte de São João.

Uma das vantagens é a sua realização durante o funcionamento normal das estruturas, uma vez que são as próprias ações decorrentes desse funcionamento que constituem as fontes de excitação dinâmica não necessitando, deste modo, de equipamentos de excitação artificial.

Estes ensaios permitem identificar as características de modos de vibração com frequências muito baixas (abaixo de 1 Hz) o que, conforme já se referiu, é difícil de conseguir na prática com os ensaios de vibração forçada. No entanto, é necessário a utilização de equipamentos de medição da resposta com elevada sensibilidade e de aplicação de técnicas de identificação adequadas para esse fim.

Uma das grandes desvantagens deste método é o fato de se trabalhar com frequências muito baixas o que torna difícil a obtenção exata dos coeficientes de amortecimento.

2.3.2. Ensaios de medição de vibração ambiental

Um dos objetivos de realização dos ensaios dinâmicos é identificar as configurações modais, o que torna-se necessário medir a resposta da estrutura num número suficiente de pontos que permitem definir essas configurações de forma mais clara possível. Para esse efeito, o número de pontos a medir deve ser definido em função das características geométricas da estrutura, por exemplo, o número de pisos num edifício ou o número de tramos numa ponte. Ainda deve-se ter em conta a direção dos modos, vertical, transversal ou longitudinal, que se pretende identificar.

Quando o número de pontos que é necessário instrumentar for compatível com o número de equipamentos de medição disponíveis (sensores e canais do sistema de aquisição) o ensaio é realizado numa única fase, tal como se observa na Figura 2.6.

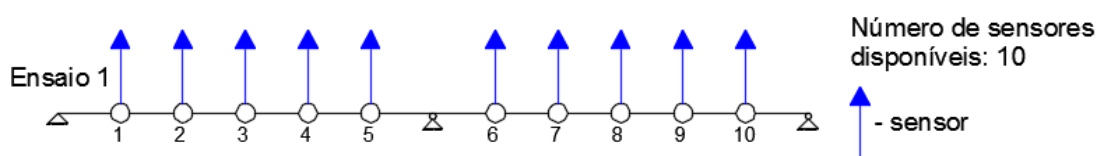


Figura 2.6 – Técnica de ensaio dinâmico realizada numa única fase.

Porém, na generalidade das estruturas, esse número de pontos é superior ao número de sensores disponíveis, tornando-se necessário realizar vários ensaios, mantendo sempre alguns acelerómetros nos mesmos pontos de referência e os restantes transdutores vão sendo colocados nos restantes pontos até ser medida a resposta da estrutura em todos os pontos experimentais (Rodrigues, 2004).

Os pontos de referência devem ser escolhidos de modo a evitar nodos dos modos de vibração que se pretendem identificar.

Os pontos de referência podem ser fixos para todos os ensaios (Figura 2.7) ou em avanços sucessivos, mantendo pontos em comum em cada dois ensaios consecutivos (Figura 2.8). A segunda técnica permite vencer uma maior área de medição, face à capacidade da comunicação do sistema de aquisição. No entanto, há o risco de, para dois ensaios sucessivos, os respetivos pontos comuns serem nodos de alguns modos de vibração, ou seja, posições em que os deslocamentos modais possam ser nulos, o que inviabiliza a identificação adequada das suas configurações (Rodrigues, 2004).

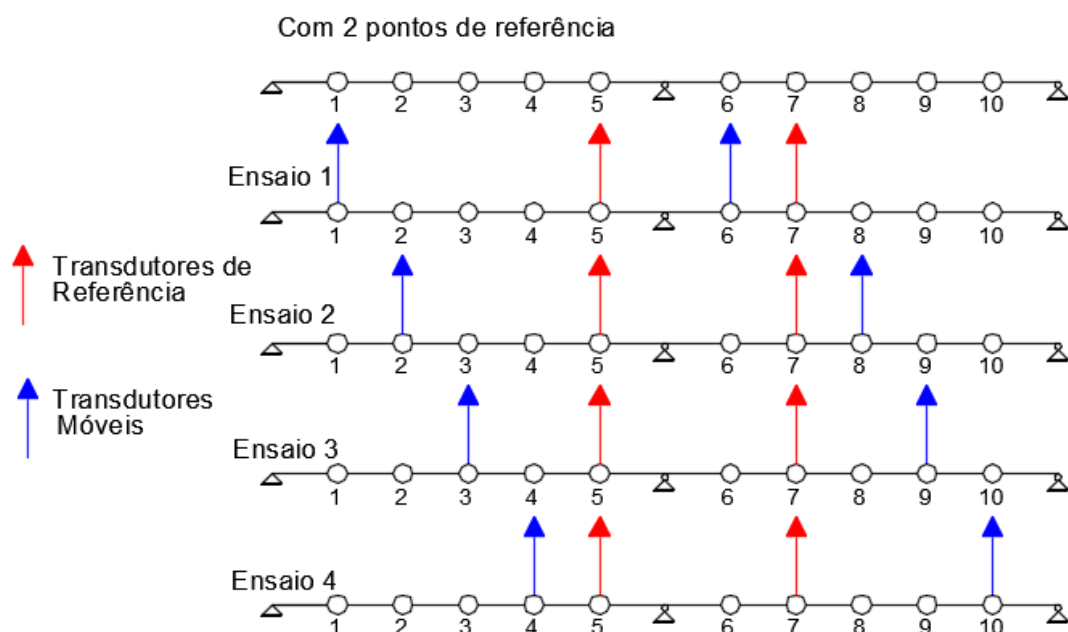


Figura 2.7 – Técnicas de ensaio com pontos de referência fixos (Rodrigues, 2004).

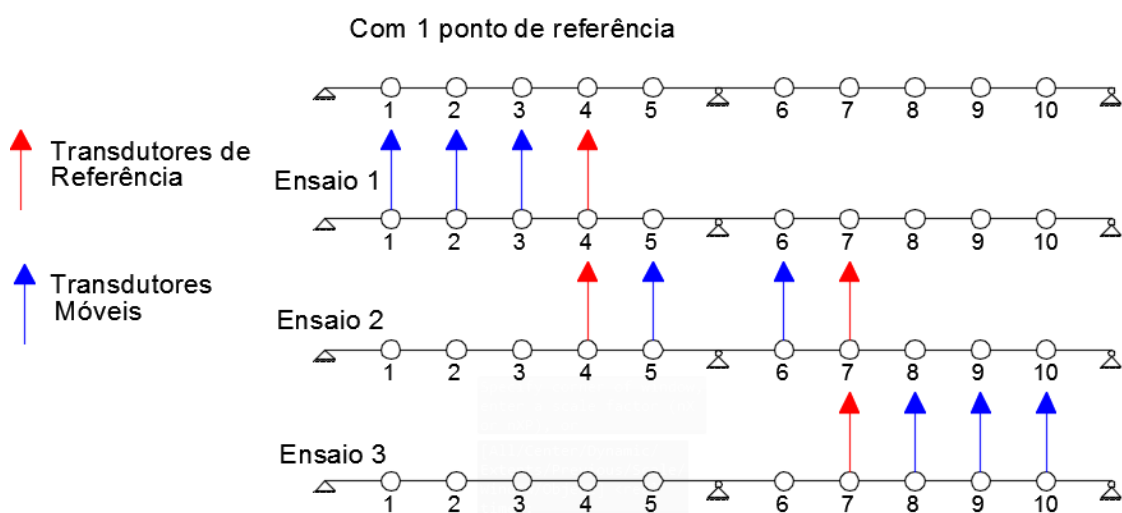


Figura 2.8 – Técnicas de ensaio com pontos de referência em avanço (Rodrigues, 2004).

Na fase de preparação do ensaio que se deve efetuar uma análise preliminar na qual se devem avaliar as condições de ensaio, ou seja, deve ser realizada a caracterização da relação sinal-ruído e verificar a existência de possíveis frequências de ressonância devido a efeitos não estruturais (Cunha & Caetano, 2006).

Desta análise procede-se a possíveis reajustes do planeamento inicial do ensaio, como a alteração da frequência de amostragem. Em certos casos há necessidade de aumentar o nível de resposta para se conseguir uma melhor qualidade da relação sinal-ruído, introduzindo excitações aleatórias (Peeters, 2000).

2.3.3. Medição de vibração e aquisição de dados

Atualmente encontra-se uma grande variedade de equipamentos destinados para a medição de vibração de estruturas. A escolha do tipo de equipamento deve ter em conta a localização dos sensores a instalar, os níveis de vibração a medir e as frequências naturais da estrutura esperadas.

A vibração da estrutura pode ser medida através dos seus movimentos mecânicos, como deslocamento, velocidade, aceleração, ou extensão, que é convertida por transdutores em sinais elétricos proporcionais a essa mesma grandeza (Rodrigues, 2004).

Os transdutores podem-se dividir em dois grupos: transdutores ativos e passivos. Os transdutores ativos convertem a energia mecânica em energia elétrica sem necessidade de uma fonte de energia elétrica para o seu funcionamento, enquanto os transdutores passivos requerem uma fonte de energia para a medição dos movimentos mecânicos.

No desenvolvimento da presente dissertação foram utilizados exclusivamente transdutores de aceleração – acelerómetros. Assim, em seguinte será feita uma descrição sobre os acelerómetros.

Existem três tipos principais de acelerómetros: piezoelétricos, piezoresistivos e *force balance*.

Acelerómetros piezoelétricos

Os acelerómetros piezoelétricos baseiam-se no efeito piezoelétrico dos materiais piezoelétricos, por exemplo o quartzo, a turmalina ou os materiais de cerâmica policristalina. Durante a aplicação de uma força sobre um material piezoelétrico, o mesmo deforma-se gerando uma carga elétrica, provocando uma diferença de potencial. O efeito é linear, ou seja, a carga libertada é proporcional à força aplicada.

Os acelerómetros piezoelétricos têm na sua constituição três elementos principais, nomeadamente, a base ou caixa de proteção, o material piezoelétrico e a massa, tal como ilustrado na Figura 2.9.

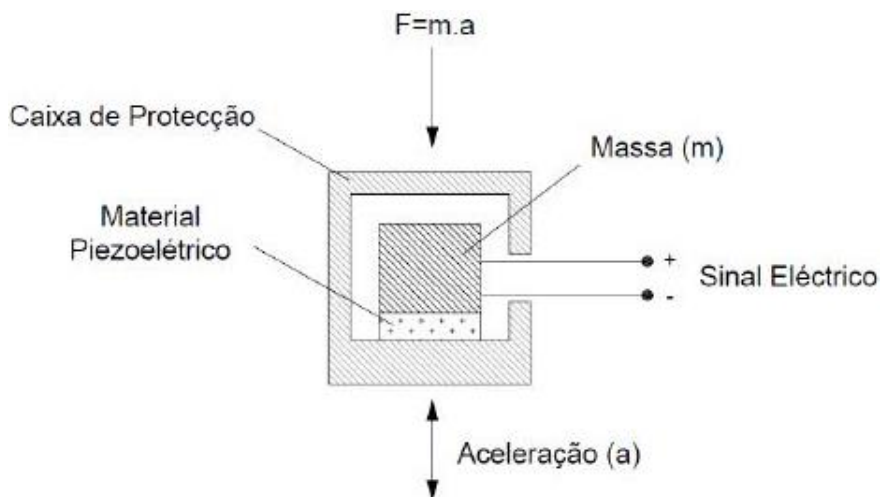


Figura 2.9 – Esquema do funcionamento dos acelerómetros piezoelétricos (Figueiredo, 2006).

A interação entre massa e elemento piezoelétrico pode ser feita de três maneiras distintas (ver Figura 2.10):

- Flexão – Existe o equilíbrio da massa que se encontra no seu eixo central, ficando limitada nas laterais pelo elemento piezoelétrico. Deste modo, quando o conjunto sofre uma aceleração a massa entra em desequilíbrio interagindo com os cristais piezoelétricos. Este tipo de funcionamento permite aos acelerómetros terem uma baixa frequência de ressonância e uma boa sensibilidade, tornando-os nos mais apropriados para medir movimentos com baixa frequência e pequena amplitude.
- Compressão – O elemento piezoelétrico localiza-se entre a base e a massa. Quando o conjunto entrar em movimento ocorre a compressão desse elemento, sendo os mais indicados para medir movimentos com frequências elevadas.
- Corte – Os cristais piezoelétricos encontram-se entre duas massas, ocorrendo uma interação com os mesmos, através de tensões de corte.

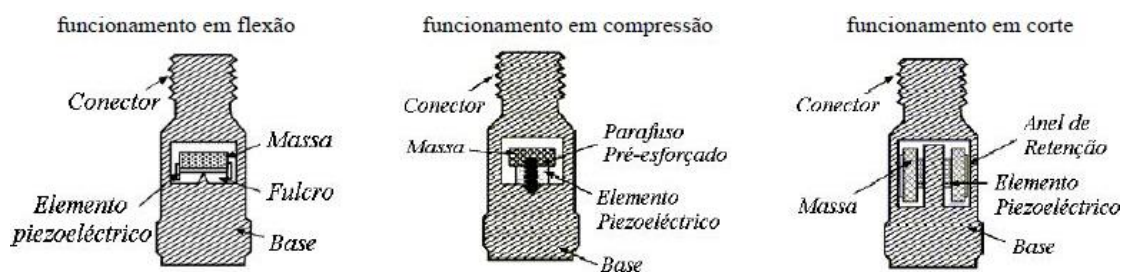


Figura 2.10 – Modos de funcionamento dos acelerómetros piezoelétricos (Rodrigues, 2004).

Na Figura 2.11 pode-se observar as características de alguns acelerómetros piezoelétricos.

	Marca: PCB Piezotronics (www.pcb.com)
	Modelo: 333B52 (uniaxial)
	Sensibilidade: 1000 mV/g
	Resposta dinâmica: de 0,5 Hz até 3000 Hz
	Marca: ENDEVCO (www.endevco.com)
	Modelo: 7251AHT-500M1 (uniaxial)
	Sensibilidade: 500 mV/g
	Resposta dinâmica: de 1 Hz até 10000 Hz
	Marca: IMI Sensors (www.imi-sensors.com)
	Modelo: 626B13 (uniaxial)
	Sensibilidade: 1000 mV/g
	Resposta dinâmica: de 0,37 Hz até 4000 Hz

Figura 2.11 – Exemplos de acelerómetros piezoelétricos uniaxiais.

Acelerómetros piezoresistivos

Os acelerómetros piezoresistivos pertencem ao grupo dos transdutores passivos. O seu funcionamento é baseado no efeito piezoresistivo dos materiais, tais como a sílica, ou seja, a resistência elétrica do material varia conforme a deformação.

No interior do sensor encontra-se uma massa ligada a uma viga em consola, tal como ilustrado na Figura 2.12. Quando a massa entra em movimento, o material piezoresistivo deforma-se originando uma variação da resistência elétrica.

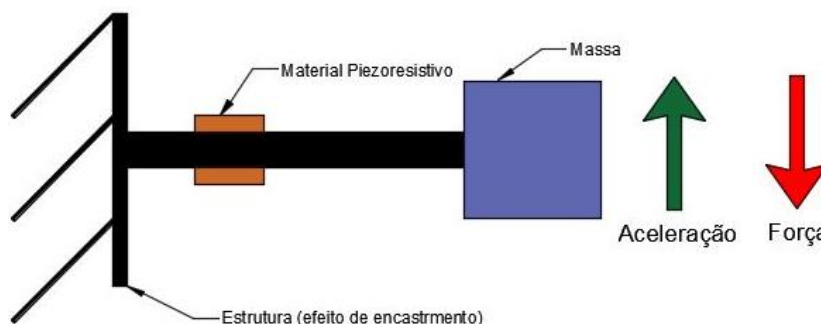


Figura 2.12 – Esquema simplificado de acelerómetros piezoresistivos.

Os acelerómetros capacitivos são muito semelhantes aos acelerómetros piezoresistivos uma vez que também se baseiam na oscilação de uma massa ligada a uma viga em flexão (ver Figura 2.13) e também necessitam de uma fonte de energia (transdutores passivos). Porém, os elementos sensíveis são colocados de modo a formar uma meia-ponte capacitiva (Rodrigues, 2004).

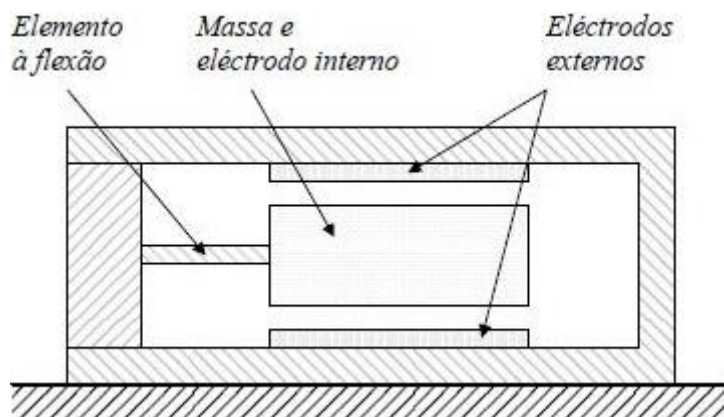


Figura 2.13 – Esquema de funcionamento de um acelerómetro capacitivo (Rodrigues, 2004).

Acelerómetros *force balance*

Os acelerómetros do tipo *force balance* destacam-se pela resposta dinâmica desde DC (0 Hz) e por uma grande sensibilidade, tornando-se mais apropriados para registar vibrações das estruturas com frequências naturais de vibração muito baixas (estruturas muito flexíveis) ou estruturas pouco solicitadas, isto é, em estruturas que os níveis de resposta, induzidos pelas ações ambientais, são muito baixos.

Estes equipamentos baseiam-se no princípio de mecanismo servo em que o sistema tem como objetivo manter o estado inicial de um elemento (velocidade, aceleração ou deslocamento). Quando existe um fator externo que tenta desestabilizar o sistema, como por exemplo uma força externa aplicada sobre uma estrutura, o mecanismo servo é acionado sendo criada uma força de valor igual mas de sentido contrário, impedindo a perturbação do elemento.

Nos acelerómetros é utilizada uma massa que, quando sujeita a uma aceleração, altera a sua posição. Esse movimento é detetado pelo mecanismo servo que cria um fluxo de corrente, proporcional à força produzida pela aceleração na massa. A corrente ativa uma bobine gerando um fluxo magnético de equilíbrio, o que vai impedir a mudança de posição da massa.

Tal como os acelerómetros piezoresistivos, os acelerómetros do tipo *force balance* pertencem ao grupo dos transdutores passivos.

Na Figura 2.14 são apresentados dois exemplares deste tipo de acelerómetros, existindo muitos outros modelos associados a outras gamas de amplitudes, gama e resposta dinâmica de acordo com os fabricantes destes equipamentos (Kinematics, Geosig, Guralp, Kistler, entre muitos outros).



	Marca: Kinematics (http://www.kinematics.com)
	Modelo: Episensor ES-U (uniaxial)
	Gama de amplitudes: configurável em $\pm 0,25g$, $\pm 0,5g$, $\pm 1g$, $\pm 2g$ ou $\pm 4g$
	Gama dinâmica: 145 dB
	Resposta dinâmica: de DC a 200 Hz
	Marca: Guralp (http://www.guralp.com)
	Modelo: CMG-5T (triaxial)
	Gama de amplitudes: configurável em $\pm 0,1g$, $\pm 0,5g$, $\pm 1g$ ou $\pm 2g$.
	Gama dinâmica: 140 dB
	Resposta dinâmica: de DC a 100 Hz

Figura 2.14 – Exemplos de dois acelerómetros do tipo *force balance*.

Sistemas de aquisição de dados

A transformação dos sinais contínuos no tempo (sinais analógicos), provenientes dos acelerómetros, em sinais discretos (sinais digitais) e posteriormente, arquivo em unidades de armazenamento sob a forma de séries discretas de amostragem, é efetuada através dos sistemas de aquisição de dados (Rodrigues, 2004).

Essa transformação envolve a frequência de amostragem que é o inverso do intervalo de tempo para o qual vai ser feita a recolha de pontos do registo contínuo. Quanto mais elevada for essa frequência melhor será a definição do sinal.

A quantização é a operação de recolha da ordenada de cada ponto. Consiste na divisão da gama total de amplitudes que o sinal contínuo pode assumir, por um número inteiro de patamares. Sendo que esses patamares vão depender da resolução, que é definida pelo número de bits, do conversor. Por exemplo, um conversor com m bits irá ter uma capacidade para discretizar a gama de amplitudes em 2^m patamares (ver Figura 2.15).

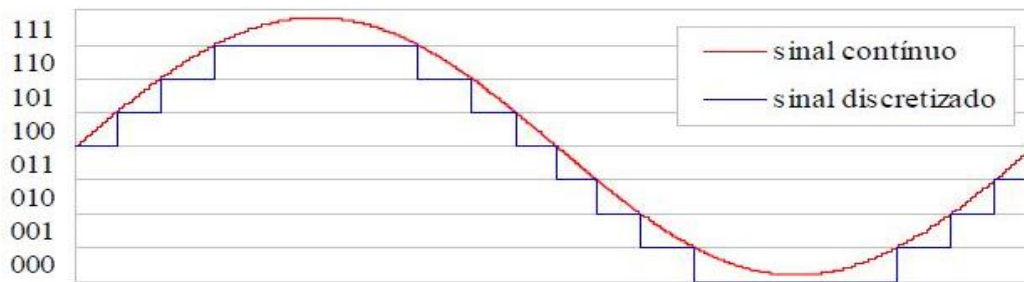


Figura 2.15 – Sinal sinusoidal discretizado com uma resolução de 3 bits ($2^3= 8$ níveis) (Rodrigues, 2004).

Existindo várias marcas que comercializam este tipo de sistemas de aquisição, na Figura 2.16 estão apresentados dois exemplares, uma da marca Oros e a outra da marca Gantner.

	Marca: Oros (www.oros.com)
	Modelo: OR35
	Nº Canais de medição: 8 canais
	Aplicação: Acelerómetros Piezoelétricos
	Marca: Gantner (www.gantner-instruments.com)
	Modelo: e.pac EC
	Aplicação: Acelerómetros <i>force balance</i>

Figura 2.16 – Exemplos de alguns sistemas de aquisição de dados.

Pré-processamento de dados

Após a obtenção dos registos de resposta adquiridos num ensaio de vibração, o primeiro passo será a verificação da viabilidade desses mesmos dados. Segundo (Rodrigues, 2004) devem-se ter em conta algumas anomalias nos sinais de resposta:

- Saturação dos sinais;
- Baixa relação sinal/ruído;
- Ruído intermitente;
- Influência de frequência da rede de distribuição de energia elétrica;
- Tendências espúrias;

- Perdas de sinal;
- Pontos singulares.

Depois da verificação dessas anomalias o passo seguinte será a remoção dessa informação através de um pré-processamento dos resultados experimentais e que, posteriormente, com aplicação de métodos de identificação modal estocástica, pode-se obter a análise da informação obtida.

Erros

São cometidos alguns erros durante a obtenção das estimativas do conteúdo espectral, resultantes tanto do processo de medição como da aplicação das técnicas de processamento de sinal (Mendes & Oliveira, 2008). Esses erros podem ser:

- Erros por sobreposição (“aliasing”), que surgem da análise de dados com uma frequência superior à frequência de *Nyquist*. A aplicação de um filtro digital consegue atenuar este tipo de erro.
- Erros por escorregamento (“leakage”), que se relacionam com o caráter finito das séries temporais e tem como resultado a distribuição da energia contida numa determinada frequência, por banda de frequências adjacentes a esta, fazendo com que ocorra uma subestimação da amplitude. É usual aplicar uma função de ponderação ou janela por forma a moderar este erro.

Pré-processamento da informação experimental

Para se remover ou atenuar as anomalias detetadas nos registos de resposta recorre-se às seguintes operações:

- Remoção das médias e de tendências lineares;
- Filtragem do sinal;
- Decimação.

A remoção das médias é aplicada quando os sinais de resposta apresentam um valor médio não nulo, que resulta da impossibilidade de acertar completamente o zero dos transdutores. A remoção das tendências lineares verifica-se quando os sinais apresentam derivações lentas do seu valor médio, muitas vezes com um período mais longo do que a duração total dos registos.

Em relação à filtragem do sinal a mesma permite eliminar certas bandas de frequências indesejadas através da exclusão do conteúdo energético de certas partes do sinal onde tal energia é indesejável quando este é observado no domínio da frequência

(Mendes, 2005). Tal situação pode efetuada com recurso a diferentes tipos de filtros, como por exemplo o filtro de Butterworth, Chebyshev, ou Bessel.

Segundo (Mendes & Oliveira, 2008) existem os seguintes tipos de filtros ideais:

- Filtro ideal *passo-baixo*, que consiste num filtro que deixa passar (transmite) as frequências desde zero até um determinado valor e atenua (filtra) os valores acima da frequência de corte (ver Figura 2.17 (a));
- Filtro ideal *passo-alto*, atenuando as frequências desde a frequência zero até um determinado valor de frequência e permite passar as frequências acima desse valor (ver Figura 2.17 (b));
- Filtro ideal *passa-banda*, resultante da combinação dos dois filtros referidos, isto é, deixam passar as frequências dentro de uma determinada banda e atenuam as frequências fora dessa mesma banda (ver Figura 2.17 (c));
- Filtro ideal *elimina-banda*, no qual ocorre da junção em paralelo de um filtro ideal passo-baixo com um filtro ideal passo-alto, eliminando as frequências dentro de uma determinada banda (ver Figura 2.17 (d)).

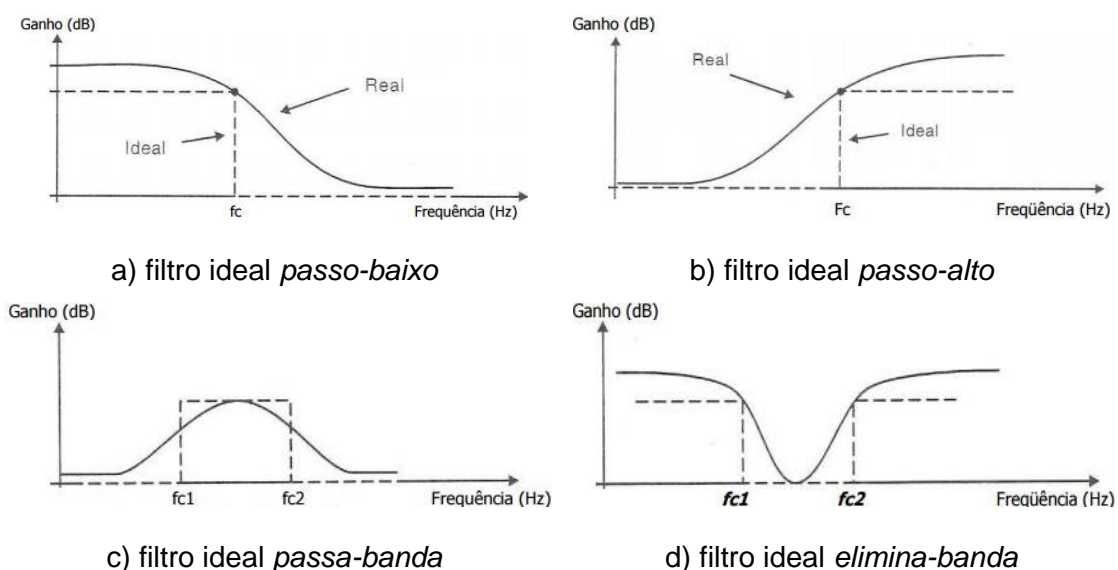


Figura 2.17 – Aplicação de filtros.

A decimação consiste num processo de escolha de um conjunto de dados, considerando uma frequência de amostragem inferior à da aquisição, eliminando assim os restantes dados.

Nesta fase de pré-processamento, podem existir alguns sinais defeituosos que não foram possíveis de detetar e/ou corrigir antes da aquisição dos sinais. Assim, essa informação não deve ser considerada para a fase da análise de identificação modal, permitindo a obtenção de uma informação mais precisa, apesar de ocorrer a perda de informação relativa aos graus de liberdade experimentais (Rodrigues, 2004).

2.3.4. Identificação modal

Os métodos de identificação modal são ferramentas da caracterização dinâmica de estrutura a partir da vibração medida. Existem dois grupos fundamentais para esse mesmo fim:

- Métodos de identificação modal determinísticos – baseiam-se na obtenção da resposta dinâmica das estruturas, a partir de excitações conhecidas;
- Métodos de identificação modal estocástica – baseiam-se apenas na medição da resposta da estrutura quando excitada sob ações ambientais e operacionais, considerando essas excitações como um processo estocástico gaussiano de ruído branco com média nula.

Nesta dissertação será utilizado o método de identificação modal estocástica para processar os registos obtidos nos ensaios de vibração ambiental em laboratório e em obra.

Comparando com os métodos de identificação modal clássica com controlo e medição das forças de excitação, os métodos de identificação modal estocástica apresentam vantagens económicas por não se usarem equipamentos de excitação e de não ser necessário introduzir alterações no normal funcionamento das estruturas (como a interrupção de tráfego numa ponte). Além disso, a excitação por via ambiental permite excitar os sistemas em diferentes pontos em simultâneo, fazendo com que todos os modos da estrutura sejam excitados.

Os métodos de identificação modal estocástica baseiam-se em três tipos de dados de base, transformados a partir das respostas da estrutura às ações ambientais:

- as próprias séries temporais de resposta;
- as funções de correlação das séries temporais de resposta;
- as funções de densidade espectral das séries temporais de resposta.

Os métodos que se baseiam em estimativas espectrais operam no domínio da frequência e os que se baseiam nas correlações ou diretamente nas séries temporais trabalham no domínio do tempo.

Análise no domínio da frequência

Para a aplicação dos métodos de identificação modal estocásticos no domínio da frequência os dados recolhidos no domínio de tempo são transformados para o domínio da frequência através da utilização da Transformada de Fourier.

Dentro destes métodos de identificação modal estocásticos, no domínio da frequência, existem três métodos que merecem realce, nomeadamente:

- Método básico no domínio da frequência (BFD);
- Método de decomposição no domínio da frequência (FDD);
- Versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD).

Também conhecido por método de seleção de picos ou "*Peak Picking*" (PP), o método básico no domínio da frequência (BFD) é o método de identificação modal estocástica de mais fácil aplicação e implementação, ao mesmo tempo que permite a obtenção de bons resultados e uma boa interpretação física, tornando-se por essas razões o método mais utilizado em aplicações de engenharia civil (Mendes & Oliveira, 2008).

O BFD baseia-se na hipótese das ações ambientais serem assumidas como um processo estocástico gaussiano de ruído branco com média nula. Deste modo, as funções de densidade espectral de resposta vão concentrar a sua energia sob a forma de picos que representam as frequências naturais de vibração. Para estruturas com modos de vibração cujas frequências estão bem discriminadas, a resposta é essencialmente condicionada pela contribuição dos modos ressonantes.

Geralmente, as frequências naturais estão associadas aos picos das funções de densidade espectral (Figura 2.18). Os coeficientes de amortecimento correspondem à largura dos picos de ressonância das mesmas funções de densidade espectral. Por sua vez, as configurações dos modos dependem da relação entre as funções de densidade espectral, tendo por referência um determinado grau de liberdade.

No capítulo 3 serão abordados com maior rigor os procedimentos utilizados por este método para identificar as características dinâmicas de estruturas e serão concretizados através das rotinas desenvolvidas em MatLab.

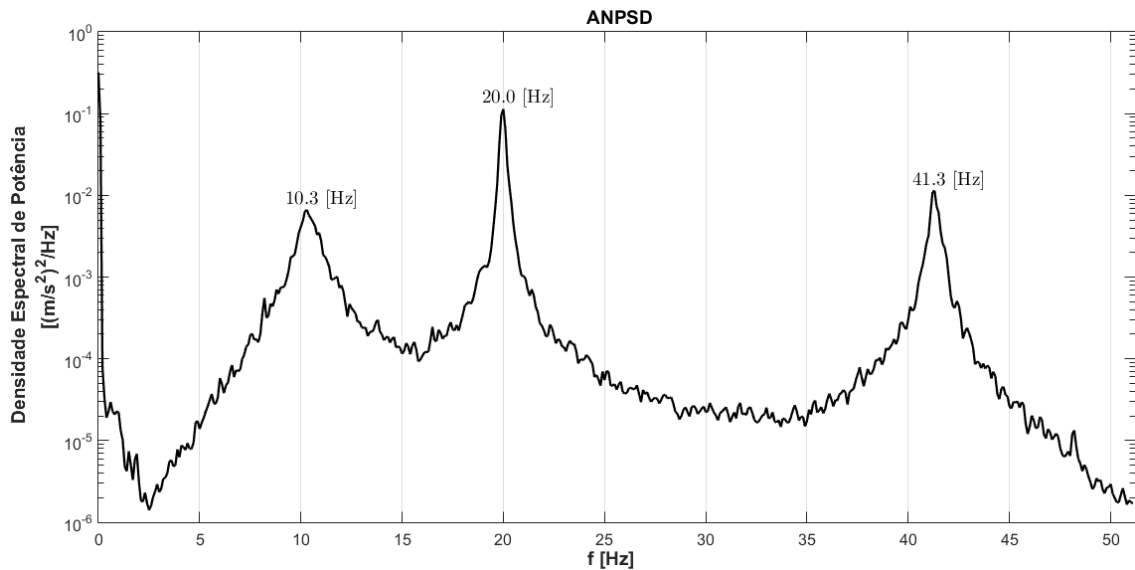


Figura 2.18 – Exemplo de uma análise no domínio da frequência com recurso ao método BFD.

O método de decomposição no domínio da frequência (FDD) é considerado uma evolução do BFD, que resolve as duas principais limitações do método do BFD: a identificação de modos com frequências próximas e, com recurso à sua versão melhorada (EFDD), permite a obtenção de melhores estimativas dos coeficientes de amortecimento modais (Mendes & Oliveira, 2008).

O método do FDD é obtido com recurso à decomposição em valores singulares (SVD) cujo princípio pode ser entendido como uma extensão da decomposição em valores próprios.

Este método baseia-se na aplicação da SVD à matriz das funções de densidade espectral, decompondo-a num conjunto de funções de densidade espectral de um grau de liberdade, correspondendo cada uma a um sistema de um grau de liberdade, com as mesmas frequências e os mesmos coeficientes de amortecimento dos modos de vibração da estrutura (Mendes & Oliveira, 2008).

São admitidas as seguintes hipóteses:

- A excitação é um ruído branco;
- O amortecimento da estrutura é baixo;
- Os modos de vibração com frequências próximas são ortogonais.

O método pode ser resumido a quatro principais etapas de análise:

- cálculo das funções de densidade espectral de resposta;
- decomposição da matriz das funções de densidade espectral em valores singulares;

- análise dos espectros SVD e identificação dos modos de vibração;
- avaliação das componentes modais segundo os graus de liberdade observados, através dos vetores singulares.

A versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD – “Enhanced Frequency Domain Decomposition”) permite estimar os coeficientes de amortecimento modais e identificar com maior rigor as frequências naturais e configurações modais.

O método tem como fase inicial todos os passos usados no método FDD. Numa fase posterior é efetuada a identificação, nos espectros SVD, das funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade que correspondem aos modos de vibração anteriormente identificados.

Para a identificação dos modos de vibração é introduzido o coeficiente MAC (“Modal Assurance Criterion”) que mede a correlação entre duas configurações modais φ_i e φ_j .

$$MAC_{i,j} = \frac{|\varphi_i^T \cdot \varphi_j|^2}{(\varphi_i^T \cdot \varphi_i) \cdot (\varphi_j^T \cdot \varphi_j)} \quad (2.24)$$

O coeficiente MAC pode assumir valores entre 0 e 1. Valores unitários significam que existe uma boa correlação entre dois vetores, enquanto valores próximos de 0 indicam que a correlação é muito baixa.

Após definidas as funções de densidade espectral dos osciladores de um grau de liberdade, faz-se a média dos vetores singulares que se encontram na vizinhança do pico de ressonância e que fazem parte das funções de densidade espectral dos osciladores de um grau de liberdade, ponderada pelo valor dos correspondentes valores singulares.

Este método é importante por permitir obter as respetivas funções de auto-correlação, através da transformação das funções de densidade espectral dos osciladores de um grau de liberdade para o domínio do tempo com recurso à inversa da transformada de Fourier (“*IFFT*”), essas funções vão permitir obter estimativas dos coeficientes de amortecimento modais e valores ajustados das estimativas das frequências naturais.

No presente trabalho será utilizado o método EFDD, recorrendo ao programa ARTeMIS, para a análise dos resultados dos ensaios de vibração ambiental da ponte de São João.

Análise no domínio do tempo

Uma vez que na presente dissertação será adotado o BFD como técnica de análise, as técnicas no domínio do tempo não serão aprofundadas sendo apenas salientados, de forma geral, os métodos de identificação estocástica em subespaços (SSI - “Stochastic Subspace Identification technique”).

De um modo geral, dentro das SSI existem duas grandes técnicas: SSI-COV e SSI-DATA.

O método de identificação estocástica em subespaços a partir das correlações, mais conhecidas na sua forma abreviada por SSI-COV (“COVariance-driven Stochastic Subspace Identification”), identifica um modelo de estado a partir das correlações das respostas da estrutura.

As matrizes de correlação das respostas da estrutura estão organizadas numa matriz de *Toeplitz* que se obtém à partir da matriz de *Henkel*, cujas diagonais contêm a repetição do mesmo elemento, tal como se apresenta de seguida (Magalhães, 2004).

$$T_{1ji} = \begin{bmatrix} R_i & R_{i-1} & \cdots & R_1 \\ R_{i+1} & R_i & \cdots & R_2 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{2\cdot i-1} & R_{2\cdot i-2} & \cdots & R_i \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

R_i^{ref} corresponde a cada matriz de correlação e obtém-se pela seguinte expressão:

$$R_i^{ref} = C \cdot A^{i-1} \cdot G^{ref} \quad (2.26)$$

onde C e A estão relacionados com as matriz da formulação em tempo contínuo e G corresponde à matriz das correlações.

Substituindo esta expressão (2.26) na matriz de *Toeplitz* obtêm-se:

$$T_{1ji}^{ref} = \begin{bmatrix} C \\ C \cdot A \\ \dots \\ C \cdot A^{i-1} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} A_{i-1} \cdot G^{ref} & \dots & A_i \cdot G^{ref} & G^{ref} \end{bmatrix} = O_i \cdot \Gamma_i^{ref} \quad (2.27)$$

em que O_i corresponde à matriz de observabilidade estendida e Γ_i^{ref} à matriz de controlabilidade estocástica estendida invertida.

Ao aplicar o algoritmo da decomposição em valores singulares à matriz de *Toeplitz* consegue-se identificar essas matrizes que caracterizam o modelo e à partir dessas é possível obter as características dinâmicas pretendidas.

A análise modal é efetuada para modelos paramétricos de ordens crescentes. Os polos obtidos são comparados entre si, em termos de frequências, coeficientes de amortecimento e configurações modais, formando um diagrama de estabilização (Figura 2.19). A visualização do diagrama permite a identificação dos modos de vibração naturais da estrutura e a eliminação dos polos numéricos ou de ruído, uma vez que os polos que correspondem ao mesmo modo de vibração da estrutura têm parâmetros modais semelhantes em várias ordens.

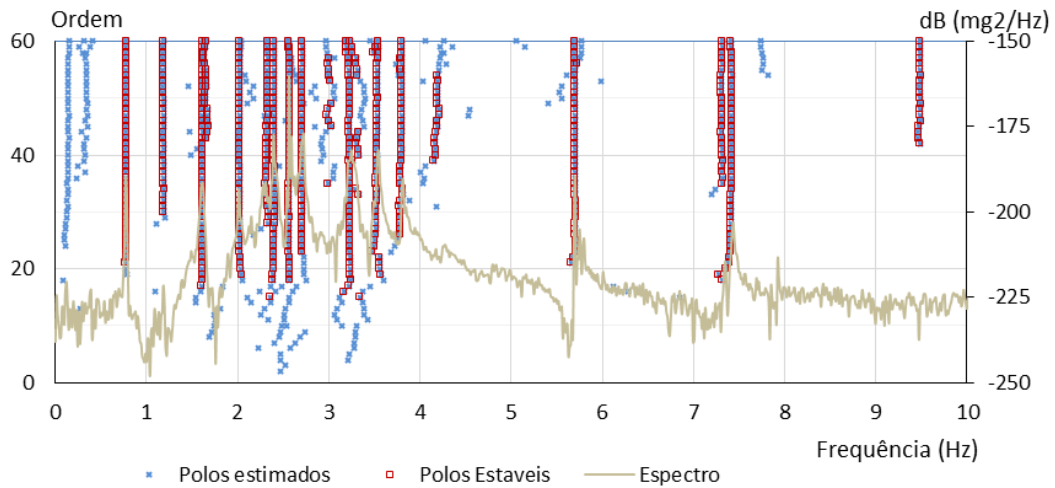


Figura 2.19 – Diagrama de estabilização obtido com recurso ao método do SSI-COV (Xu *et al*, 2016).

Por sua vez o método de identificação estocástica em subespaços a partir das séries temporais (SSI-DATA) identifica um modelo de estado diretamente a partir das séries temporais de resposta da estrutura.

A informação referente a este método está organizada numa matriz de *Hankel* após aplicação de uma factorização QR⁽²⁾.

$$H^{ref} = \begin{bmatrix} R_{11} & 0 & 0 & 0 \\ R_{21} & R_{22} & 0 & 0 \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} & 0 \\ R_{41} & R_{42} & R_{43} & R_{44} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q_1^T \\ Q_2^T \\ Q_3^T \\ Q_4^T \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

O teorema principal da identificação estocástica por sub-espacos diz que a matriz que resulta da projeção pode ser fatorizada no produto da matriz de observabilidade pela sequencia de vetores de estado de filtro de *Kalman*:

⁽²⁾ Uma factorização QR consiste num algoritmo robusto que decompõe qualquer matriz no produto de uma matriz triangular inferior (*R*) por uma matriz ortogonal (*Q*).

$$P_j^{ref} = \begin{bmatrix} C \\ C \cdot A \\ C \cdot A^2 \\ \dots \\ C \cdot A^{i-1} \end{bmatrix} \cdot [\hat{x}_i \quad \hat{x}_{i+1} \quad \dots \quad \hat{x}_{i+N-1}] = O_i \cdot \hat{X}_i \quad (2.29)$$

em que P_j^{ref} é a projeção e \hat{X}_i é a sequência de estado de filtro de Kalman.

Posteriormente, ao aplicar o algoritmo de decomposição em valores singulares (SVD) à expressão (2.29) obtém-se os valores das matrizes O_i e \hat{X}_i .

2.4. Sistema de monitorização da integridade estrutural (SHM)

A monitorização da integridade estrutural (SHM – *Structural Health Monitoring*) permite observar o desempenho das estruturas em serviço, baseada na medição de grandezas importantes, em condições de serviço, durante um determinado período de tempo, fornecendo informação sobre o estado da estrutura, permitindo um diagnóstico precoce de uma eventual deterioração estrutural.

Esta monitorização também é importante na possibilidade de ocorrer um evento extremo como por exemplo a colisão de um veículo, um incêndio, o choque de um navio ou um sismo, permitindo avaliar rapidamente as consequências estruturais desses eventos e a consequente adoção das medidas adequadas, designadamente restrições ao seu funcionamento (Rocha, 2015).

O SHM é mais comumente utilizado nas seguintes situações:

- Em projetos inovadores que se usam novos materiais;
- Com vista à gestão e manutenção mais eficaz das estruturas;
- Obter um melhor conhecimento do comportamento de estruturas existentes, a serem reabilitadas, por forma a garantir uma intervenção mais eficaz e segura;
- Existência de condições de envolvente ou devido a incertezas das condições geotécnicas que possam por em risco uma determinada estrutura quer seja durante a sua vida útil quer seja durante a sua construção;
- Estruturas de elevada importância tanto social como económica;
- Estruturas com deficiências visíveis ou identificadas ou cuja condição suscite dúvidas.

A monitorização permanente é um meio não destrutivo de avaliação estrutural *in situ* através da aplicação de vários sensores, aplicados à superfície ou embebidos na estrutura, medindo diferentes grandezas de forma permanente ou temporária.

De uma forma esquemática é representada na Figura 2.20 o funcionamento típico de uma monitorização permanente.

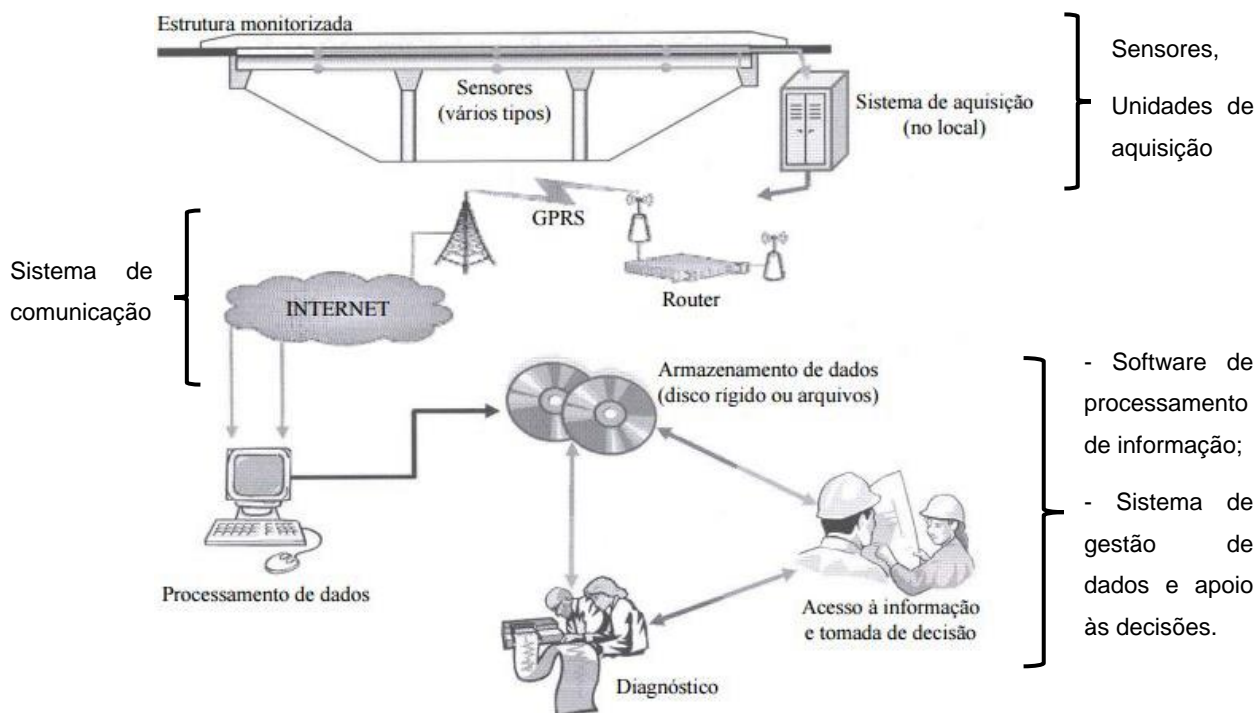


Figura 2.20 – Ilustração esquemática do funcionamento típico de SHM (Figueiras, 2008).

Em Portugal, muitas pontes já se encontram implementados com este sistema de monitorização como exemplo: Ponte Internacional do Guadiana; Ponte Rainha Santa Isabel (Santos *et al*, 2012); Ponte Infante D. Henrique, no Porto (Magalhães *et al*, 2010); Ponte 25 de Abril, sobre o rio Tejo (Santos, 2016).

Os sistemas de monitorização compreendem, na sua maioria, medições estáticas que são complementadas, em alguns casos, por componentes dinâmicas que registam a resposta das estruturas aquando solicitadas por ações, como por exemplo, durante a ocorrência de um sismo.

A monitorização da integridade estrutural pode ser periódica quando se pretende determinar alterações na resposta estrutural através de picos de resposta que advêm de medições realizadas num determinado intervalo de tempo e a contínua que é mais utilizada para determinar alterações no comportamento estrutural quando a estrutura fica sujeita às ações ambientais (Figueiredo, 2006).

Sendo a propagação de danos nas pontes e viadutos geralmente lenta, a monitorização a longo prazo das características dinâmicas é uma técnica que teoricamente tem bastante potencial para avaliar a integridade estrutural. Deste modo, conseguem-se detetar danos nas estruturas quando se verificam alterações nas características de

vibração. Consequentemente, as alterações podem ser determinadas por testes de identificação modal.

O SHM pode recorrer à utilização dos ensaios dinâmicos explicados no subcapítulo anterior para determinar as propriedades modais da estrutura: frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento.

2.5. Considerações finais

Existem três tipos de ensaios que podem ser realizados na estrutura que permitem testar a sua resposta dinâmica: ensaios de vibração forçada, ensaios de vibração livre e ensaios ambientais.

Os resultados obtidos desses ensaios têm de ser processados no domínio da frequência com recurso à transformada de Fourier ou no domínio do tempo à partir de correlações ou séries temporais.

Um sistema de monitorização da integridade estrutural permite a realização dessas medições em contínuo, sendo particularmente importante na monitorização dinâmica a automatização do processamento da informação recolhida de forma a possibilitar a extração em tempo útil da informação relevante.

3. Desenvolvimento do algoritmo da identificação modal

3.1. Considerações iniciais

No âmbito da dissertação foi desenvolvido um algoritmo em MatLab baseado no método da seleção de picos (Peak Picking – PP) com o objetivo de identificar das frequências naturais e configurações modais de estrutura à partir das acelerações medidas.

No decurso do desenvolvimento do algoritmo foi realizado um estudo experimental em laboratório, para aplicar e testar os conceitos da identificação modal.

No presente capítulo faz-se uma descrição do ensaio efetuado, em seguida é estudada uma revisão com maior detalhe do método da seleção de picos, acompanhando o exemplo do estudo referido.

3.2. Estudo experimental - Viga encastrada-apoiada

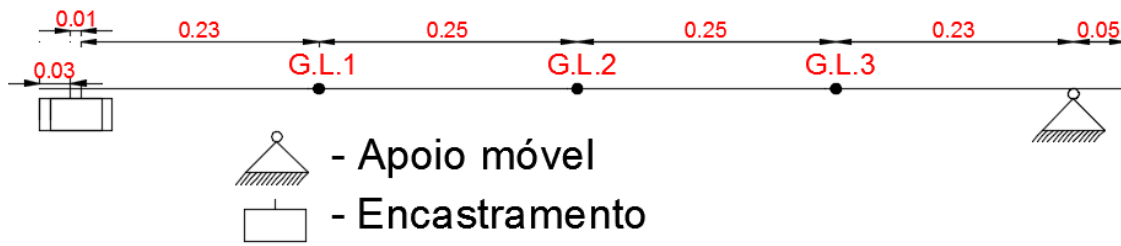
Para obter um melhor conhecimento sobre os ensaios de vibração ambiental e para explicar melhor a análise dos resultados obtidos por esses ensaios foi simulado, com recurso a uma estrutura da marca “Gunt” (ver Figura 3.1 (a)), o funcionamento de um viaduto em escala reduzida. Num ambiente controlado, foi medida a vibração da viga de aço sujeita a condições ambientais. O ensaio foi realizado no Laboratório de Estruturas do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, sob a orientação do professor Paulo Mendes.

A viga tem um comprimento de 105 cm com uma secção transversal retangular de 0,2 x 2 cm² e representa um peso próprio de 334 gramas. A viga é encastrada numa extremidade e apoiada na outra.

Sobre a viga foram montados, na direção vertical, três acelerómetros unidirecionais do tipo piezoelétricos, da marca “PCB Piezotronics” e modelo “333B52” (Figura 3.1 (a)), afastados de, aproximadamente, 25 cm entre si, com um peso unitário de 7,37 gramas.



(a)



(b)

Figura 3.1 – (a) Estrutura ensaiada e (b) modelo simplificado.

Os acelerómetros foram ligados por cabos coaxiais ao sistema de aquisição da marca “OROS”, modelo “OR35”.

A configuração do sistema de aquisição e arquivo dos registos foi realizada através dum computador portátil (ver Figura 3.2 (b)).



(a) acelerómetro piezoelétrico
“333B52”



(b) cabos coaxiais, computador e sistema
de aquisição

Figura 3.2 – Equipamentos utilizados no ensaio de vibração ambiental.

As características mecânicas do aço da viga ensaiada são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características mecânicas do material.

Peso Específico [kN/m ³]	Módulo de Elasticidade [GPa]	Coef. Poisson
78	210	0,3

Recorreu-se a uma ventoinha para simular o efeito do vento durante o ensaio por forma a excitar a estrutura ensaiada e, desta forma, a obter registos com melhor relação sinal-ruído.

Usou-se uma frequência de amostragem de 102,4 Hz e obtiveram-se registos de duração de 10 minutos.

Nestes ensaios realizados constataram-se as seguintes situações:

- Sendo a estrutura muito esbelta, a posição dos cabos coaxiais que ligavam os acelerómetros e o sistema de aquisição influencia o comportamento dinâmico da estrutura. Por forma a contornar a situação os cabos foram suspensos;
- O 1º modo de vibração apenas foi excitado quando o vento foi incidente sobre determinados pontos da estrutura.

Na Figura 3.3 podem-se observar as amostras de 600 segundos, das séries temporais recolhidas nos três graus de liberdade.

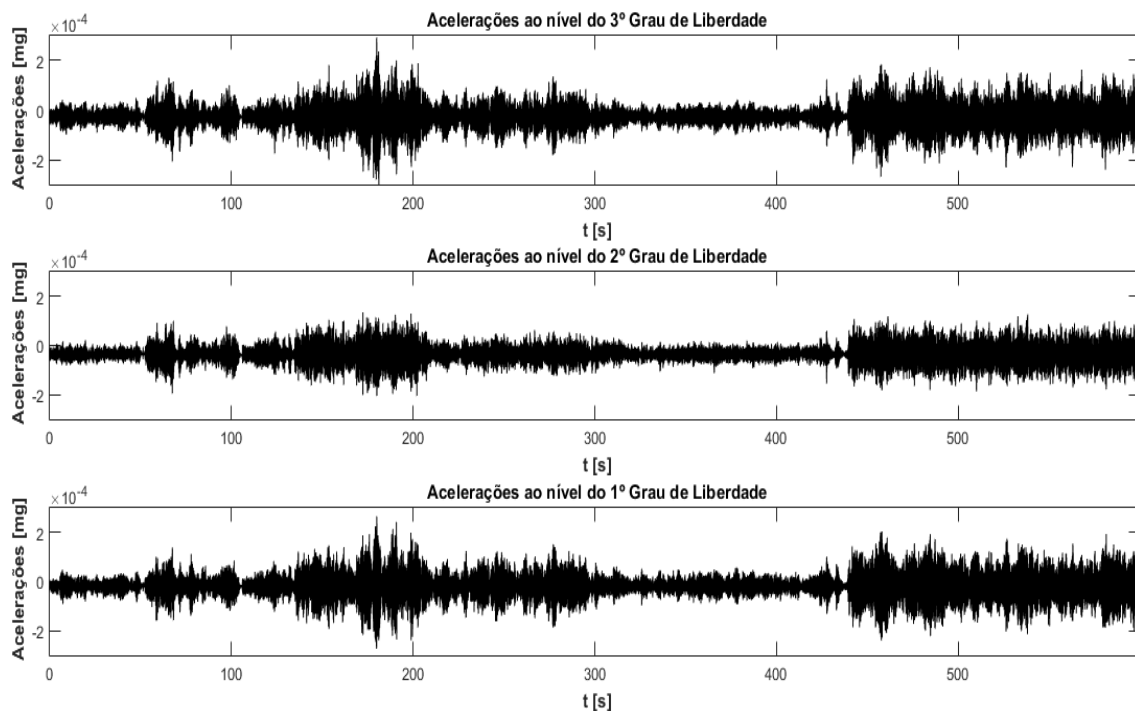


Figura 3.3 – Séries temporais recolhidas nos 3 graus de liberdade.

3.3. Aplicação do método básico no domínio da frequência (BFD)

Para a identificação das frequências próprias e dos modos de vibração foi adotado o método “Peak-Picking” (PP) em que a identificação das características pretendidas foi realizada com base na medição da resposta a ações ambientais (versão “output only”).

No método PP, na sua versão “output only”, considera-se que a excitação da estrutura pode ser idealizada através de um ruído branco, isto é, através de um processo estocástico com intensidade espectral constante em todas as frequências (média nula). Essa consideração faz com que as funções de densidade espectral da resposta apresentem uma concentração energética sob a forma de picos, nas suas frequências naturais de vibração (Mendes & Oliveira, 2008).

Para a aplicação da metodologia, foi desenvolvido um programa em MatLab. O programa foi utilizado na análise dos dados obtidos nos ensaios da viga encastrada-apoiada, referida no subcapítulo anterior.

3.3.1. Estimativa dos espectros

Tal como indicado no capítulo 2, a transposição dos resultados do domínio do tempo para o domínio da frequência (transformada discreta finita de Fourier) é realizada com recurso ao algoritmo “Fast Fourier Transform” (FFT). Trata-se de um algoritmo muito eficiente e que se encontra implementado no MatLab (função *fft*).

A matriz das funções de densidade espectral de potência da resposta contém a informação experimental obtida, através das acelerações medidas em vários pontos das estruturas. Na sua diagonal principal estão localizados os designados auto-espectros da resposta medida no grau de liberdade i , enquanto nos restantes elementos, ij , se encontram os espectros cruzados, que relacionam a resposta medida no grau de liberdade i com a resposta medida no grau de liberdade j .

Sendo $X_j(\omega_n)$ a transformada discreta de Fourier (FFT), no grau de liberdade j , e $X_j^*(\omega_n)$ o seu conjugado, a matriz de densidade espectral de potência da resposta é obtida a partir da equação:

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

com:

$$T = N \cdot \Delta t \quad (3.2)$$

sendo que N representa o número total de pontos adquiridos por amostra, NPI corresponde ao número de pontos instrumentados e Δt representa o afastamento

temporal em que as séries estão a ser analisadas (é o inverso da frequência de amostragem).

No entanto, este procedimento pode conduzir a estimativas espectrais muito irregulares. Para atenuar o efeito do ruído das estimativas aplica-se um método proposto por Peter D. Welch (“Welchs Periodogram”), que consiste em dividir a série temporal em janelas (segmentos) do comprimento constante (ver Figura 3.4), calcular a FFT de cada janela e realizar a média das FFT obtidas.

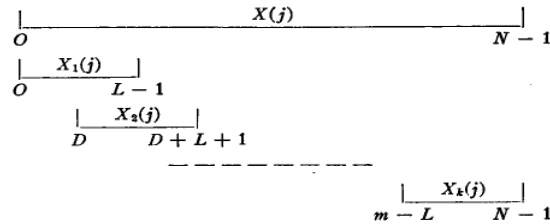


Figura 3.4 – Ilustração dos segmentos adotados pelo método de Welch.

Neste processo, pode existir alguma sobreposição entre janelas consecutivas, designando-se esta sobreposição por “overlapping”.

Antes da aplicação da FFT a cada janela temporal, este deverá ser multiplicado por uma janela para diminuir os erros de “leakage”, que consistem em uma função matemática, W_j . Para o efeito, existem vários tipos de funções que podem ser aplicados (Hanning, Welch, Parzen, entre outros).

Passando a estimativa espectral ser escrita da seguinte forma:

$$\tilde{S}_{ij}(\omega_n) = \frac{1}{n_d} \sum_{m=1}^{n_d} \left[\frac{X_j(\omega_n) \cdot X_i^*(\omega_n)}{T_d \cdot \sum_{k=0}^{N-1} |W_k|^2} \right], \quad i, j = 1, 2, \dots, NPI \quad \text{e} \quad n = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (3.3)$$

em que n_d corresponde ao número total de segmentos utilizados e W_k corresponde à janela de dados aplicada já depois da aplicação das FFT.

Na rotina desenvolvida foi aplicada uma janela do tipo Hanning (3.4) associada a uma sobreposição de segmentos de 2/3, sendo a que otimiza o aproveitamento da informação contida nas séries temporais (Mendes & Oliveira, 2008).

$$\begin{cases} W_j = 0,5 \cdot \left(1 + \cos\left(\frac{2\pi \cdot t_j}{T}\right) \right), & \text{---} |t_j| \leq T/2 \\ W_j = 0, & \text{---} |t_j| \geq T/2 \end{cases} \quad (3.4)$$

A janela de Hanning funciona como um filtro que atenua, ao nível da história de acelerações, os dados provenientes de um ensaio de vibração ambiental e que melhora

a informação gráfica ao nível dos espectros de amplitudes tornando os picos mais “aguçados”.

Na Figura 3.5 apresenta-se um registo antes e após da aplicação da janela de Hanning.

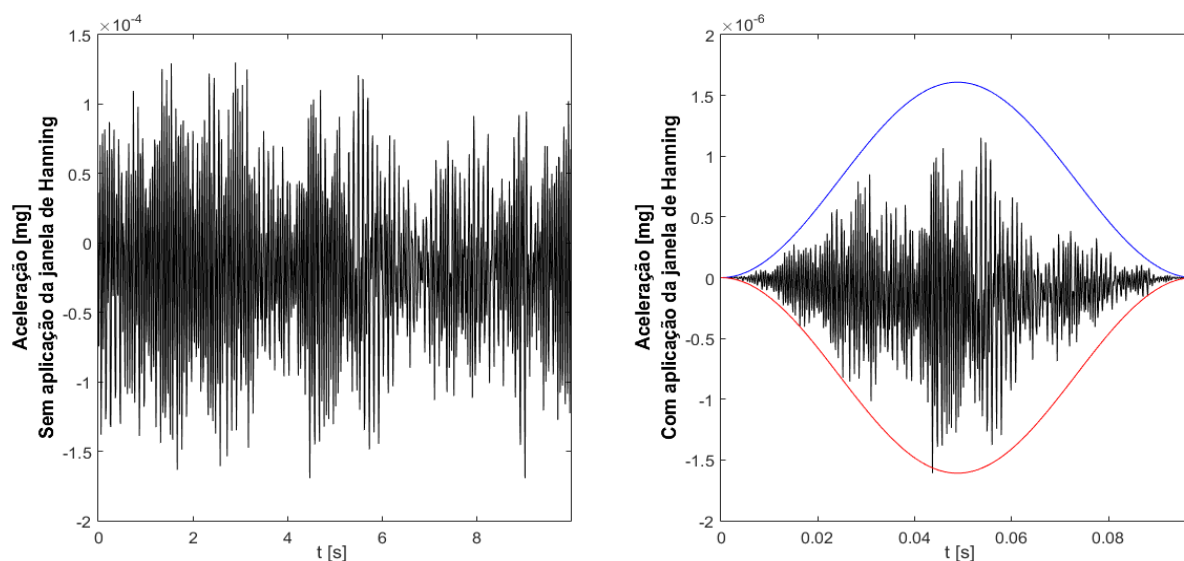


Figura 3.5 – Aplicação da janela de Hanning.

Na Figura 3.6 são representadas as estimativas das funções de densidade espectral de potência de resposta em acelerações do modelo da viga encastra-apoiada de três graus de liberdade, utilizando uma amostra com 61440 pontos, de um registo de 10 minutos com uma frequência de aquisição de 102,4 Hz.

Apesar de ser possível avaliar os picos de ressonância em frequência, observam-se estimativas muito rugosas uma vez que se utilizou apenas uma amostra com grande resolução em frequência (0,0017 Hz).

Dividindo o registo em janelas de 1024 pontos, com uma sobreposição a 2/3, são obtidas as funções de densidade espectral (Figura 3.7), correspondentes a média das dos 176 segmentos ($n_d = 176$). Desta forma, verifica-se uma diminuição evidente da rugosidade dos espectros que permite uma melhor clarificação do andamento do conteúdo espectral, mas com uma resolução mais fraca, de 0,1 Hz.

Na Figura 3.7 estão apresentadas juntamente a matriz das amplitudes (gráfico a preto) e das fases de densidade espectral da resposta em aceleração (gráfico a cinzento). Essa representação permite verificar que a mudança de fase está associada a vales com picos invertidos, ao passo que nos vales em que não ocorrem mudanças de fase os vales não afundam na forma de picos invertidos.

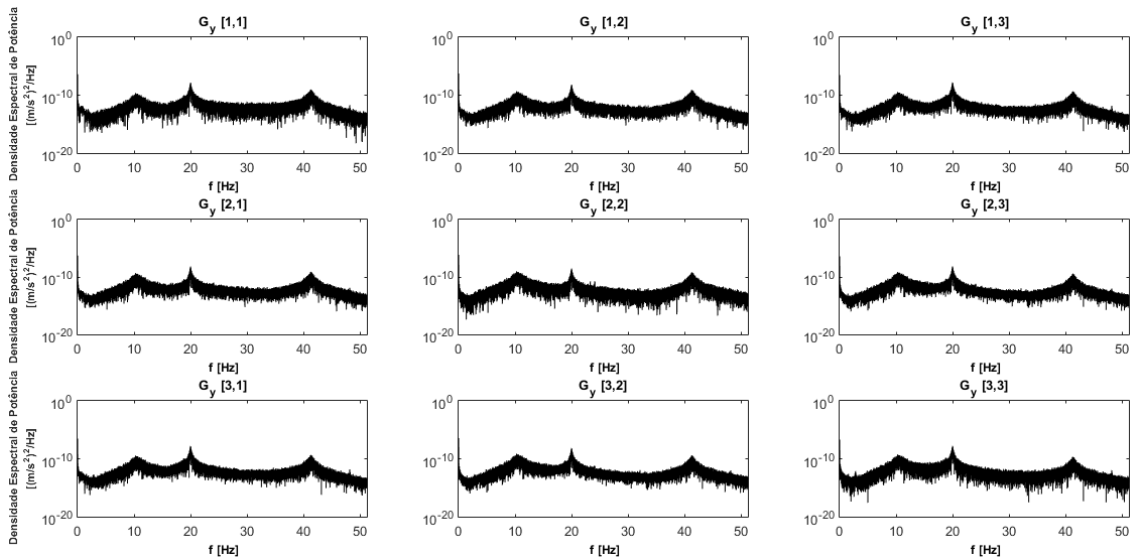


Figura 3.6 – Estimativa das funções de densidade espectral de potência da resposta em acelerações do modelo da viga encastrada-apoiada.

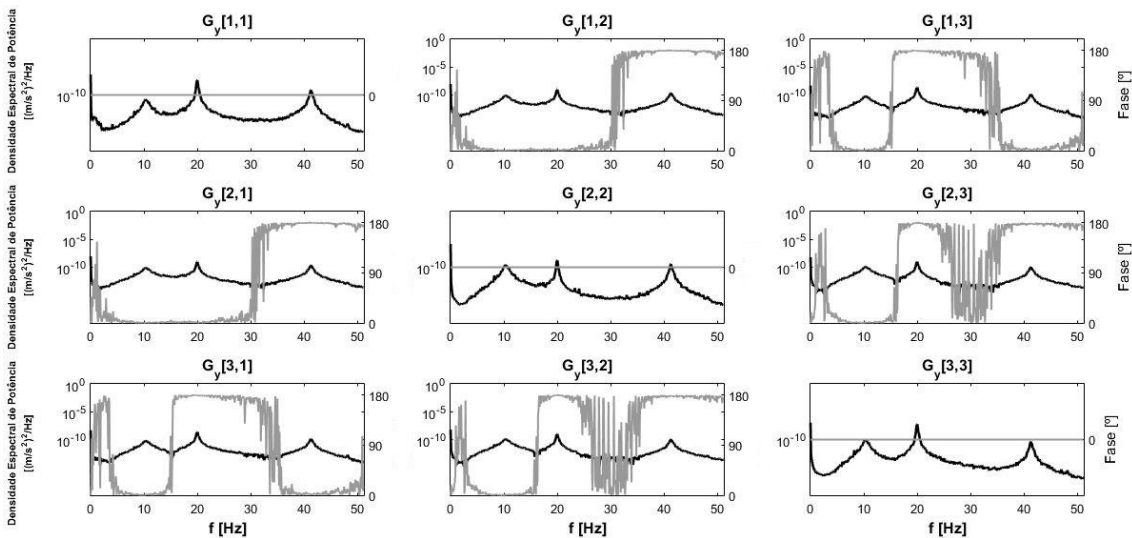


Figura 3.7 – Estimativa das funções de densidade espectral de potência da resposta em acelerações do modelo da viga encastrada-apoiada.

A partir dos picos dos espectros de potência (PSD – “Power Spectral Density”) das acelerações medidas na estrutura, solicitada por ações ambientais, podem-se determinar as frequências naturais. Os picos do espectro ocorrem nas frequências em que, para coeficientes de amortecimento baixos, são uma boa estimativa das frequências naturais da estrutura.

Num ensaio de vibração ambiental, as acelerações são medidas em vários pontos da estrutura, não bastando analisar os picos do espectro de potência relativos a um dos pontos de medida, pois este pode estar situado junto a um nodo de um ou mais modos de vibração. Deste modo, um bom procedimento compreende na análise espectral de

todos os auto-espectros e espectros cruzados obtidos. Daí ser recorrente o uso de espectros normalizados médios – ANPSD.

Os espectros normalizados são obtidos através da divisão das estimativas dos auto-espectros (PSD) pela soma das suas N ordenadas:

$$NPSD(\omega) = \frac{PSD(\omega)}{\sum_{i=1}^N PSD(\omega_i)} \quad (3.5)$$

Retomando o exemplo da viga encastrada-apoiada com 3 graus de liberdade, apresentam-se os três auto-espectros normalizados (NPSD) na Figura 3.8.

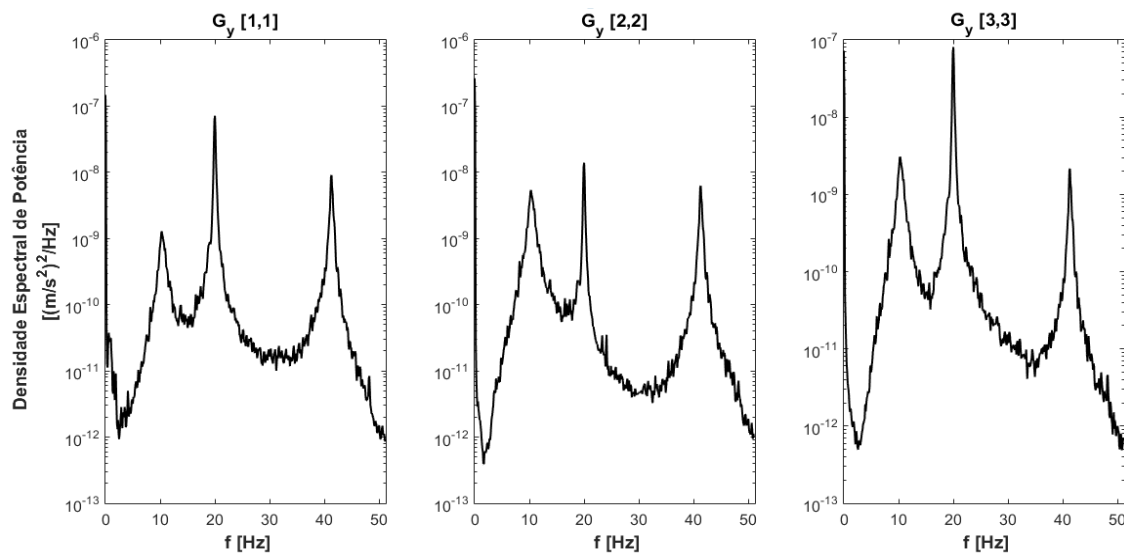


Figura 3.8 – Auto-espectros normalizados.

Por forma a evitar a análise de vários gráficos, um para cada ponto instrumentado, é calculado um espectro médio normalizado (ANPSD):

$$ANPSD(\omega) = \frac{1}{n_{G.L.}} \sum_{i=1}^n NPSD_i(\omega) \quad (3.6)$$

em que $n_{G.L.}$ é o número de graus de liberdade utilizados ou pontos instrumentados.

A normalização dos espectros não é muito importante devido ao fato de as séries temporais geradas serem obtidas num único “ensaio” não existindo, deste modo, uma diversidade da intensidade na excitação o que poderia conduzir a espectros com diferentes conteúdos energéticos.

Assim, ao analisar os picos do espectro de potência médio normalizado identificam-se todas as frequências naturais da estrutura, tal como se observa na Figura 3.9.

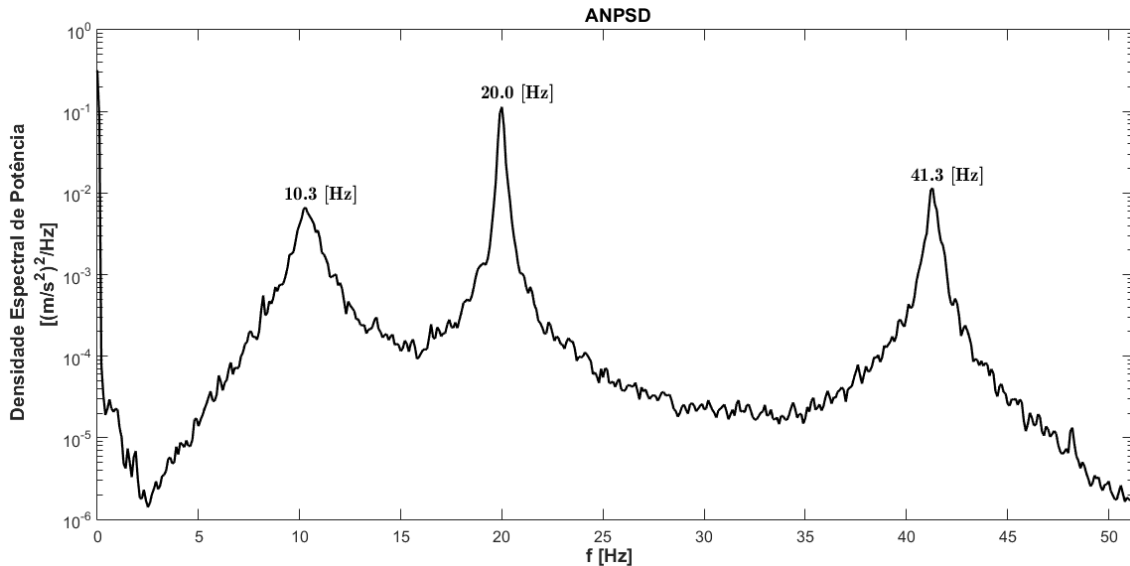


Figura 3.9 – Espectro normalizado médio [ANPSD], considerando janelas com 1024 pontos.

3.3.2. Funções de coerência

As funções de coerência são funções que avaliam a correlação entre os diversos graus de liberdade nos picos do espectro de potência do ANPSD, permitindo reconhecer aqueles que de facto correspondem a modos de vibração das estruturas.

A função de coerência entre os graus de liberdade i e j é obtida pela seguinte expressão:

$$\gamma_{ij}^2(\omega_n) = \frac{|\tilde{S}_{ij}(\omega_m)|^2}{\tilde{S}_{ii}(\omega_m) \cdot \tilde{S}_{jj}(\omega_m)} \quad (3.7)$$

sendo a função S correspondente à matriz de densidade espectral.

O valor da função de coerência varia entre 0 e 1 e devolve o grau de linearidade entre dois sinais de resposta medidos nos graus de liberdade i e j . Os valores muito próximos à unidade significam que a frequência corresponde verdadeiramente a modos de vibração da estrutura, por contraposição valores próximos de zero denunciam valores de ruído elevados (Mendes & Oliveira, 2008).

Na Figura 3.10 são representadas as estimativas das funções de coerência sob a forma de matriz, pelo que as funções de coerência de uma série consigo própria (elemento da diagonal principal) apresentam sempre valores unitários. Nos elementos fora dessa diagonal principal, verifica-se que nas vizinhanças das frequências dos modos de vibração identificados no ANPSD, os valores são muito próximos de 1, apresentando uma elevada relação de linearidade entre as séries.

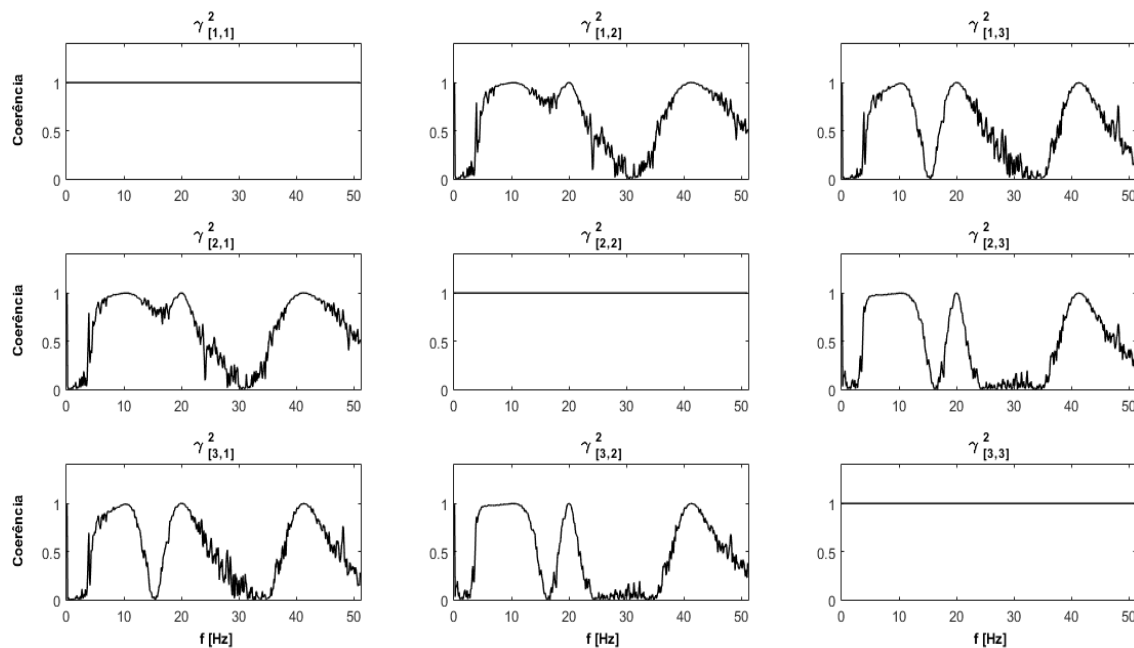


Figura 3.10 – Estimativas das funções de coerência do modelo plano da viga encastrada-apoiada.

Esta análise é essencial para se conseguir confirmar se as frequências dos picos de ressonância identificados no ANPSD correspondem aos modos de vibração das estruturas em análise. Porém, segundo (Mendes & Oliveira, 2008) os valores dessas funções de coerência podem ser baixos em alguns casos, nomeadamente:

- Caso se esteja na presença de modos locais das estruturas ou forças de excitação que não introduzem movimentos globais;
- As frequências correspondem a modos de vibração pouco excitados pelas ações de origem ambiental;
- O sinal analisado provém de um ponto próximo de um nodo dos correspondentes modos de vibração que estejam a ser estudadas.

3.3.3. Identificação das configurações modais

A obtenção de configurações modais a partir dos resultados experimentais tem alguns aspetos relevantes, nomeadamente:

- Os modos de vibração obtidos experimentalmente podem não corresponder exatamente aos modos de vibração teóricos, uma vez que estes apresentam a configuração deformada da estrutura quando sujeita a um harmónico puro;
- Se existirem modos de vibração com frequências muito próximas, a deformação dos modos operacionais, identificados na vizinhança dessas frequências, corresponde à combinação dos respetivos modos de vibração;
- A resposta na frequência de um modo de vibração é dominada por esse modo de vibração, quando se trata de sistemas estruturais com baixos valores de

coeficientes de amortecimento modais e frequências bem separadas, sujeitos a forças de excitação com características de ruído branco.

Considerando a aceleração medida num ponto como de referência, através da seguinte expressão pode-se obter as configurações modais:

$$\frac{\tilde{S}_{j,ref}(\omega)}{\tilde{S}_{ref,ref}(\omega)} \approx \frac{(\phi_j)}{(\phi_{ref})} \quad (3.8)$$

onde $S_{ref,ref}$ é auto-espectro da aceleração de referência e $S_{j,ref}$ os espectros cruzados da aceleração medida no ponto j e no ponto de referência.

A função de transferência, ou FRF de transmissibilidade entre o ponto j e o ponto ref , é obtida através do quociente entre os elementos de uma coluna das funções de densidade espectral de potência da resposta em aceleração e um dado elemento, tomado como referência, generalizado no intervalo $[0, f_N]$, é obtido pela expressão seguinte:

$$T_{j,ref} = \frac{\tilde{S}_{j,ref}(\omega)}{\tilde{S}_{ref,ref}(\omega)} \quad (3.9)$$

O sentido do deslocamento da ordenada no ponto j é dado pelo valor da fase obtida pela expressão (3.9). Este valor varia entre 0 e 180°, em que 0 corresponde a um deslocamento no mesmo sentido do ponto de referência e 180° a um deslocamento no sentido contrário.

Na Figura 3.11 apresenta-se a matriz das funções de transferência obtida a partir dos auto-espectros. Deste modo, as FRF de transmissibilidade provêm do quociente entre cada um dos elementos da coluna e o elemento de referência. Uma vez que os espectros cruzados representam funções complexas, estas funções de transmissibilidade são exibidas através da sua amplitude e fase.

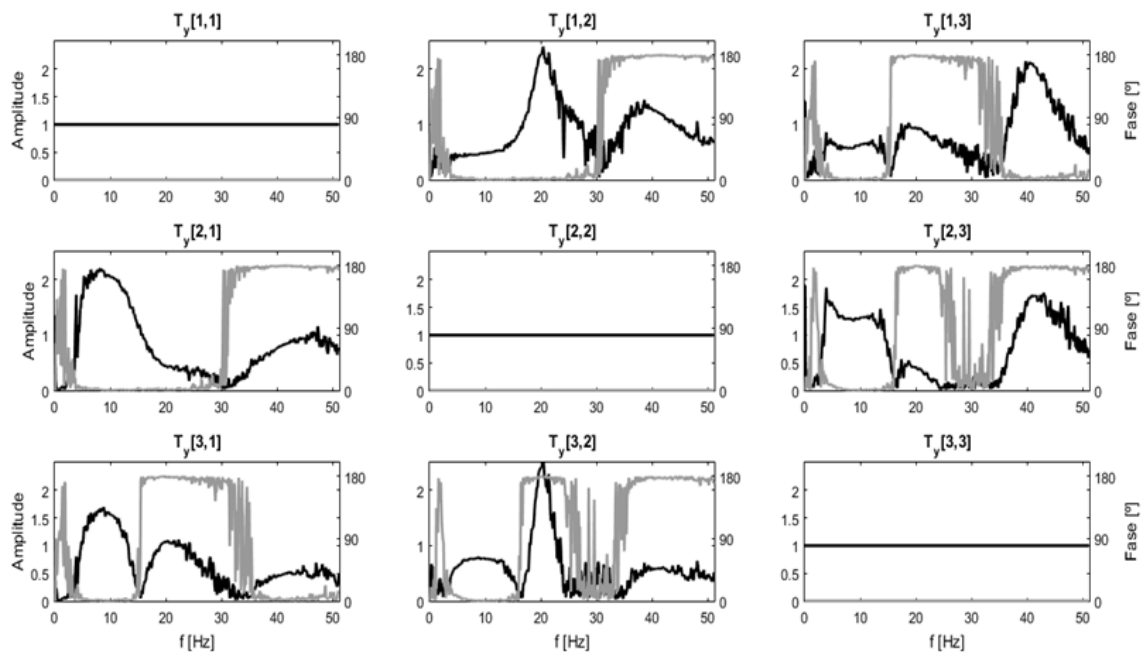


Figura 3.11 – Estimativa das funções de transferência do modelo plano da viga encastrada-apoiada
 Nas tabelas que se seguem são avaliadas as configurações modais, com base em cada coluna da FRF de transferência da viga em análise, apresentada na Figura 3.11.

Tabela 3.2 – Estimativa das configurações modais com base na 1ª coluna das FRF de transferência da Figura 3.11.

1º modo [f = 10,3 Hz]			2º modo [f = 20,0 Hz]			3º modo [f = 41,3 Hz]		
T	$\phi_{(T)}$ [º]	$\Phi_{i,1}$	T	$\phi_{(T)}$ [º]	$\Phi_{i,2}$	T	$\phi_{(T)}$ [º]	$\Phi_{i,3}$
1,000	0,0	0,490	1,000	0,0	0,940	1,000	0,0	1,000
2,041	0,2	1,000	0,442	0,9	0,415	0,830	179,0	-0,830
1,541	0,7	0,755	1,064	179,3	-1,000	0,487	1,6	0,487

Tabela 3.3 – Estimativa das configurações modais com base na 2ª coluna das FRF de transferência da Figura 3.11.

1º modo [f = 10,3 Hz]			2º modo [f = 20,0 Hz]			3º modo [f = 41,3 Hz]		
T	$\phi_{(T)}$ [º]	$\Phi_{i,1}$	T	$\phi_{(T)}$ [º]	$\Phi_{i,2}$	T	$\phi_{(T)}$ [º]	$\Phi_{i,3}$
0,489	0,2	0,489	2,262	0,9	0,941	1,204	179,9	-1,000
1,000	0,0	1,000	1,000	0,0	0,416	1,000	0,0	0,831
0,756	0,5	0,756	2,405	179,9	-1,000	0,586	178,3	-0,486

Tabela 3.4 – Estimativa das configurações modais com base na 3ª coluna das FRF de transferência da Figura 3.11.

1º modo [f = 10,3 Hz]			2º modo [f = 20,0 Hz]			3º modo [f = 41,3 Hz]		
T	$\phi_{(T)}$ [º]	$\Phi_{i,1}$	T	$\phi_{(T)}$ [º]	$\Phi_{i,2}$	T	$\phi_{(T)}$ [º]	$\Phi_{i,3}$
0,644	0,7	0,488	0,940	179,3	-0,940	2,050	1,6	1,000
1,319	0,5	1,000	0,415	179,9	-0,415	1,703	178,3	-0,831
1,000	0,0	0,758	1,000	0,0	1,000	1,000	0,0	0,488

A partir das tabelas anteriores consegue-se apresentar a matriz modal com base nos resultados obtidos. Para tal basta escolher uma das colunas das funções de transferência e representar a configuração modal da estrutura para cada frequência.

As amplitudes das configurações modais ao nível de cada grau de liberdade, obtidos por este algoritmo, com recurso à primeira coluna da matriz das funções de transferência são:

$$\Phi = \begin{bmatrix} 0,490 & 0,940 & 1,000 \\ 1,000 & 0,415 & -0,830 \\ 0,755 & -1,000 & 0,487 \end{bmatrix}$$

No subcapítulo 3.5 é feita uma comparação entre os deslocamentos modais apresentados e os calculados com recurso ao modelo numérico.

3.3.4. Estimativa dos coeficientes de amortecimento modais

Apesar de não implementado, o método do BFD também permite estimar os coeficientes de amortecimento modais a partir dos auto-espectros. Para tal recorre-se ao método da meia potência que consiste em selecionar três pontos do ANPSD: o primeiro que vai corresponder o pico de ressonância de cada modo de vibração e os restantes dois pontos com ordenada espectral igual a metade do valor máximo identificado na frequência de ressonância ω_i , um à esquerda ω_e e outro à direita ω_d . Desses valores é obtido uma estimativa do coeficiente de amortecimento do modo de viração i , utilizando a seguinte expressão:

$$\xi_i = \frac{\omega_d - \omega_e}{\omega_d + \omega_e} = \frac{\omega_d - \omega_e}{2 \cdot \omega_i} \quad (3.10)$$

Importa no entanto referir que as estimativas obtidas por este método não são muito precisas quando comparados com os métodos de identificação modal mais avançados (Magalhães, 2004).

3.4. Modelação numérica da viga encastrada-apoiada com 3 G.L.

Após a análise dos resultados experimentais com recurso a técnicas de processamento de dados adotadas nesta dissertação, os mesmos serão comparados com os valores obtidos através de um modelo numérico.

Na elaboração do modelo numérico, deverá ter-se sempre presente que um sistema deve possuir as características e propriedades que mais se assemelham à realidade.

Para efeito, a modelação da viga ensaiada recorreu-se ao programa de cálculo SAP2000. A viga foi modelada por elementos de barra (*frame*) (ver Figura 3.14), com

encastramento duplo numa extremidade e apoio móvel noutra. Foram simuladas três situações:

A - viga simples;

B - viga com massas extras;

C - viga com massas extras e apoios elásticos (*springs*).

O modelo A corresponde a uma viga com apoio encastrado e apoio móvel, com o qual se pode obter uma solução analítica. No entanto, este modelo não foi suficiente para modelar a estrutura ensaiada.

Tendo em conta que o peso total dos acelerómetros e conectores coaxiais não é desprezável em relação ao peso próprio da viga, nos modelos numéricos B e C foi considerada uma massa de 7,4 gramas para cada conjunto, equivalente a uma carga de $7,22 \times 10^{-5}$ kN.

No modelo C foram aplicadas *springs* (ou molas) nos três pontos instrumentados, simulando o condicionamento dos cabos de comunicação no movimento da viga, como se pode observar na Figura 3.1. A rigidez das molas foi ajustada de modo que as frequências calculadas se aproximassem das identificadas através dos ensaios de vibração. Assim, a mola central possui uma rigidez de 0,391 kN/m e as restantes têm o valor de 0,342 kN/m.

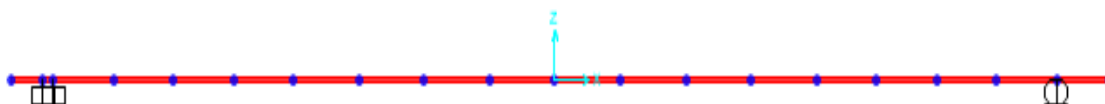


Figura 3.12 – Modelo A: viga.

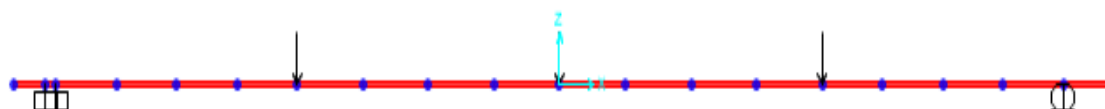


Figura 3.13 – Modelo B: viga com aplicação de massa.

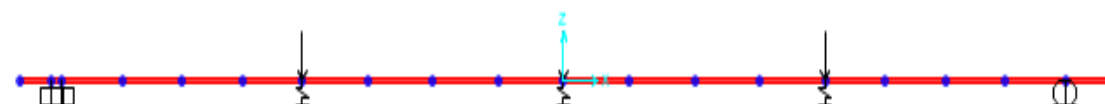


Figura 3.14 – Modelo C: viga com aplicação de massa e molas.

3.5. Comparação de resultados

Para cada um dos modelos fez-se a análise dinâmica, nas quais se determinaram as frequências naturais e as respetivas configurações de vibração.

De seguida são apresentadas as frequências identificadas a partir do processamento de dados e calculadas com os modelos e respetivos MAC.

Tabela 3.5 – Comparação dos três primeiros modos verticais obtidos por processamento de dados e pelo modelo numérico A.

Modo n ^o	F _{ENSAIO} [Hz]	F _{MODELO_A} [Hz]	MAC	e _{relativo} [%]
1	10,300	7,893	0,9951	-23,4
2	20,000	25,511	1,000	27,6
3	41,300	52,951	0,9967	28,2

Tabela 3.6 – Comparação dos três primeiros modos verticais obtidos por processamento de dados e pelo modelo numérico B.

Modo n ^o	F _{ENSAIO} [Hz]	F _{MODELO_B} [Hz]	MAC	e _{relativo} [%]
1	10,300	6,062	0,9951	-41,2
2	20,000	19,573	1,000	-2,1
3	41,300	40,297	0,9970	-2,4

Tabela 3.7 – Comparação dos três primeiros modos verticais obtidos por processamento de dados e pelo modelo numérico C.

Modo n ^o	F _{ENSAIO} [Hz]	F _{MODELO_C} [Hz]	MAC	e _{relativo} [%]
1	10,300	10,300	0,9946	0,0
2	20,000	21,206	1,000	6,0
3	41,300	41,301	0,9968	0,0

Pela observação das tabelas anteriores consegue-se verificar que as frequências obtidas para os três modos verticais a partir do modelo numérico C representam valores mais próximos aos obtidos pelo ensaio de vibração ambiental (F_{ENSAIO}).

O modelo simples (A) sem aplicação de cargas nem *springs* torna o modelo demasiado básico o que se reflete nos resultados obtidos tanto a nível do critério do seu erro relativo.

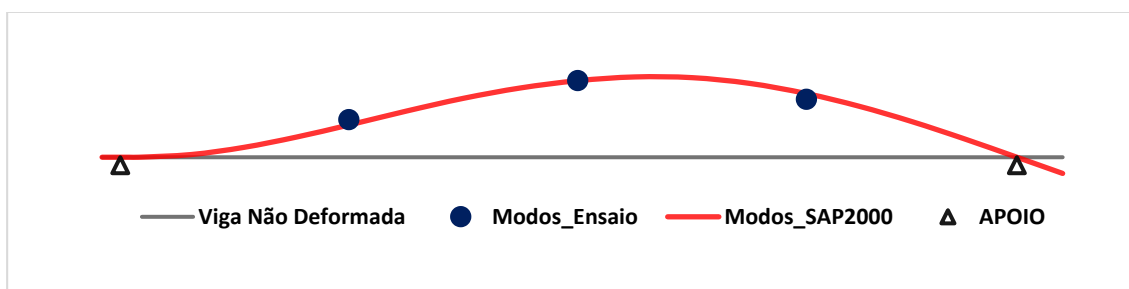
Após aplicação da massa ocorreu uma diminuição da frequência sendo que as frequências correspondentes aos modos 2 e 3 fossem os que mais sentiram esse efeito. Em relação ao seu erro relativo, os valores do 2^o e 3^o modo já se aproximam mais aos obtidos pelo ensaio. Em relação ao 1^o modo ocorreu um afastamento significativa dos valores pretendidos.

Por fim, a aplicação das molas nos graus de liberdade, por forma a simular o efeito dos cabos coaxiais sobre a viga de aço, fez com que aumentasse a rigidez do sistema e,

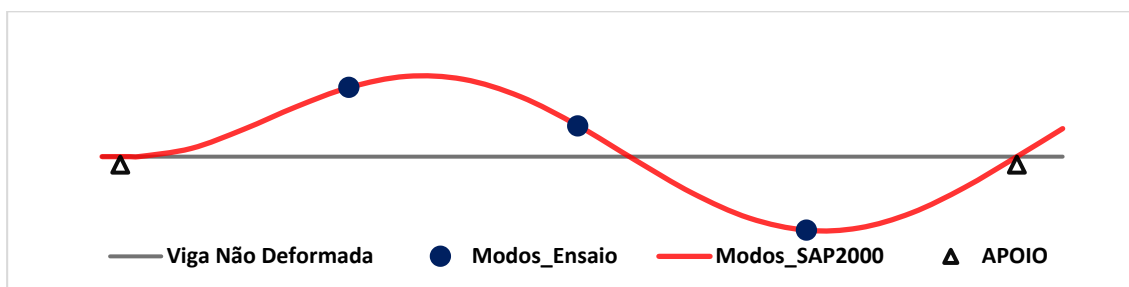
consequentemente, as frequências. O efeito foi muito mais evidente no 1º modo de vibração, cujo erro relativo diminuiu de - 41,2% para um valor próximo de zero.

O critério MAC obtido para os diversos modos de vibração indica um elevado grau de correlação entre as configurações identificadas e calculadas através dos 3 modelos, com os valores próximos da unidade.

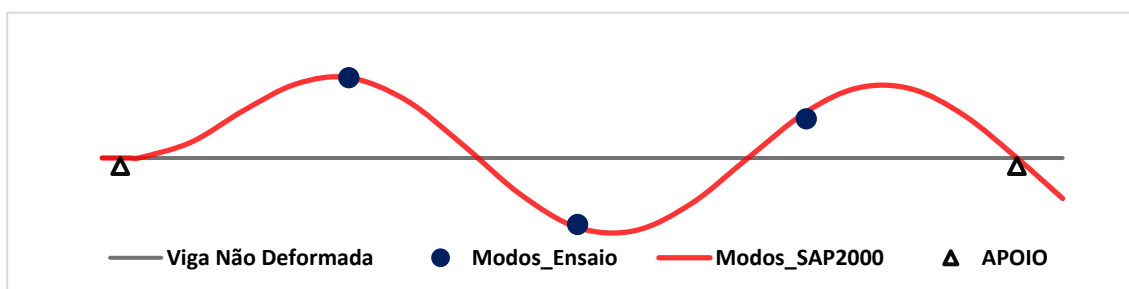
Na Figura 3.15 apresenta-se a configuração dos três primeiros modos de vibração calculados à partir do modelo C e as respectivas componentes modais obtidas com recurso ao ensaio ambiental realizado sobre a viga.



a) 1º Modo



b) 2º Modo



c) 3º Modo

Figura 3.15 – Configuração dos modos verticais

Observa-se que o valor máximo calculado pelos modelos numéricos não coincide com os valores máximos nos pontos instrumentados durante o ensaio de vibração realizado sobre a viga em estudo. Contudo, o andamento dos gráficos é bastante semelhantes.

3.6. Considerações finais

A aplicação de ensaios dinâmicos e o processamento da informação resultante dos mesmos, quando aplicados em estruturas mais básicas, permitem obter um melhor conhecimento antes de se realizar o estudo de estruturas mais complexas.

Para validação e interpretação dos valores obtidos, os resultados experimentalmente obtidos à partir dos ensaios de vibração ambiental são processados através de métodos de identificação modal.

Uma comparação entre os resultados obtidos pela via experimental (ensaios) com o modelo numérico permite a calibração e validação do próprio modelo numérico, através da comparação das frequências naturais de vibração das estruturas e pela configuração dos seus modos de vibração.

4. Identificação das características dinâmicas da Ponte de São João

4.1. Considerações iniciais

O presente capítulo tem como objetivo a aplicação ao caso de estudo da ponte de São João dos conceitos teóricos, apresentados nos capítulos anteriores, de forma a obter os parâmetros modais da estrutura.

Na primeira secção deste capítulo é feita uma apresentação da ponte ferroviária de São João, explicando-se os fatores que levaram à sua construção fazendo-se seguidamente a descrição das suas principais características estruturais.

Na secção seguinte, após a descrição do sistema de monitorização da integridade estrutural instalado na ponte, são apresentados os resultados de identificação modal com base nos registos de acelerações obtidos durante 5 meses. O processamento é realizado através da aplicação do algoritmo desenvolvido.

Finalmente, fecha-se o capítulo com descrição do ensaio de vibração ambiental realizado na ponte e é efetuada uma breve análise da informação recolhida.

A análise dos resultados e a comparação com os resultados calculados através do modelo numérico da estrutura será feita no capítulo 5.

4.2. Descrição da estrutura

Em 1984, após a criação do Gabinete da Nova Ponte Ferroviária sobre o Douro (posteriormente chamado de Gabinete do Nó Ferroviário do Porto), foi aberto um concurso internacional para o projeto de uma nova ponte para garantir o tráfego ferroviário, entre as cidades da Vila Nova de Gaia e do Porto, que foi adjudicado ao professor Edgar Cardoso. A ponte foi construída nos anos oitenta do século passado e foi inaugurada a 24 de Junho de 1991.

A ponte ferroviária de São João (ver Figura 4.1) é uma estrutura em pórtico contínuo de betão armado pré-esforçado, contínua com os viadutos de acesso, e tem uma extensão total de 1028,8 metros.



Figura 4.1 – Ponte ferroviária de São João vista do lado de Gaia.

O viaduto da margem Sul (Gaia) é composto por seis tramos com uma extensão total de 359 metros. O vão central tem 250 metros e os dois vãos laterais têm 125 metros de extensão. O viaduto da margem Norte (Porto) possui três tramos com uma extensão total de 170 metros (Figura 4.2).

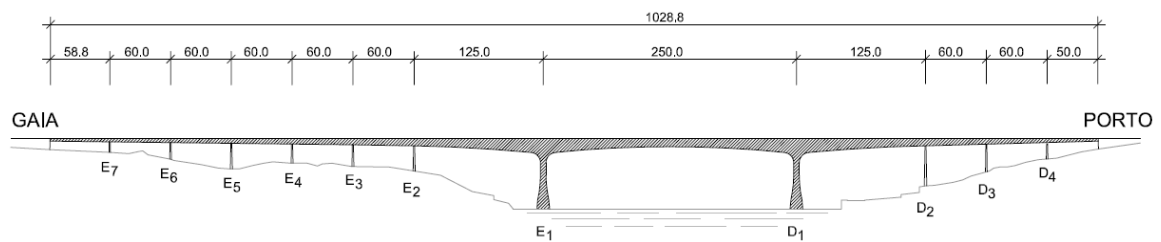


Figura 4.2 – Alçado da ponte de São João (Santos, 2001).

O tabuleiro é constituído por uma viga em caixão bicelular (Figura 4.3) com 3,80 m de altura nos viadutos de acesso, variando, nos tramos principais, entre 14 m sobre os pilares centrais e 7 m nas aduelas de fecho (Figura 4.4).



Figura 4.3 – Secção transversal da viga de caixão bicelular usada na ponte de São João.



Figura 4.4 – Desenho comparativo de três secções da ponte de São João.

Os dois pilares principais possuem 50 metros de altura, sendo circulares na base e retangulares à medida que se vai aumentando a sua altura (Figura 4.5).



Figura 4.5 – Pormenor dos pilares da ponte ferroviária em estudo.

O tabuleiro dos tramos centrais foi construído em consola, por avanços sucessivos a partir dos pilares centrais, com recurso a uma viga de lançamento metálica (Figura 4.6).



Figura 4.6 – Processo construtivo da ponte S. João à partir dos pilares centrais em consola. (Fonte: A Ponte de São João, de Luís Lousada Soares)

A ligação entre os pilares dos viadutos e o tabuleiro é articulada com exceção do primeiro pilar (PE7) do lado da margem esquerda onde existe um apoio “pendular” (Figura 4.7).



Figura 4.7 – Apoio “pendular” sobre o pilar PE7.

Nos tramos centrais, foi instalado um sistema de pré-esforço exterior no interior do caixão. Em cada uma das células, foram instalados sete cabos, dispostos simetricamente em relação ao eixo do tabuleiro e à secção de meio vão do tramo principal. Cada cabo é formado por 24 cordões de 0,6” auto-embainhados, previsto para suportar uma carga de 5000 kN. Os cabos são contínuos ao longo dos três vãos principais, perfazendo um comprimento total de 500 m, estando ancorados nos pilares E2 e D2 (ver Figura 4.8 (a)). Sobre os pilares centrais e a 75 metros dos mesmos para o tramo central existem desviadores (Figura 4.8 (b)).



(a) Ancoragem sobre o pilar PD2



(b) Desviador situado a 75 metros do PE1.

Figura 4.8 – Pré-esforço exterior.

4.3. Sistema de monitorização da integridade estrutural (SHM)

Durante a construção da ponte de São João, a mesma foi instrumentada com um sistema de monitorização permanente, que engloba diversos tipos de sensores. O objetivo foi a caracterização experimental do comportamento do betão e do comportamento estrutural da ponte.

Inicialmente, a observação do comportamento estrutural da ponte envolvia a medição de rotações, extensões e temperaturas em diversas secções da estrutura, bem como a realização de nivelamentos geométricos do tabuleiro (Figura 4.9).

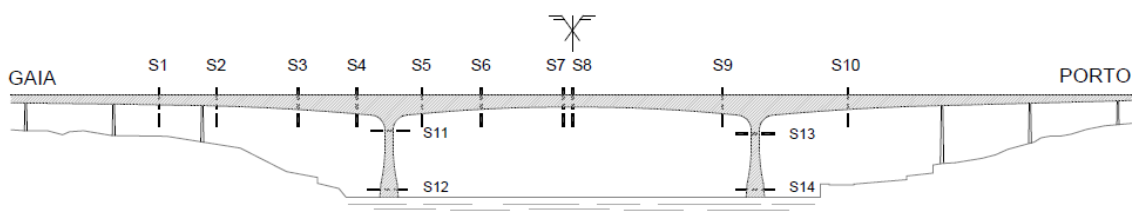


Figura 4.9 – Localização das secções instrumentadas (Santos, 2001).

No período entre 2004 e 2007 foi efetuada a modernização da instrumentação efetuada, visando fundamentalmente a automatização das medições, a possibilidade de acesso remoto aos dados obtidos bem como o seu processamento em tempo real.

Em 2014 foi instalado um sistema de observação do comportamento dinâmico, através do qual são registadas acelerações verticais e transversais do tabuleiro. Os dados são processados em tempo real para obter as características dinâmicas da estrutura (Xu *et al*, 2016).

4.3.1. Descrição do sistema instalado

O sistema de monitorização dinâmica instalado visa obter a resposta em acelerações da estrutura, de forma permanente, quando esta é solicitada pelas ações ambientais e de tráfego.

Foram instalados seis acelerómetros uniaxiais do tipo *force balance* da marca *Kinematics*, modelo *EpiSensor ES-U*, dos quais três medem as acelerações transversais e os restantes três as acelerações verticais (ver Figura 4.10, Figura 4.11). Os acelerómetros foram configurados para uma sensibilidade de 20 Volt/g para os verticais e 40 Volt/g para os transversais.

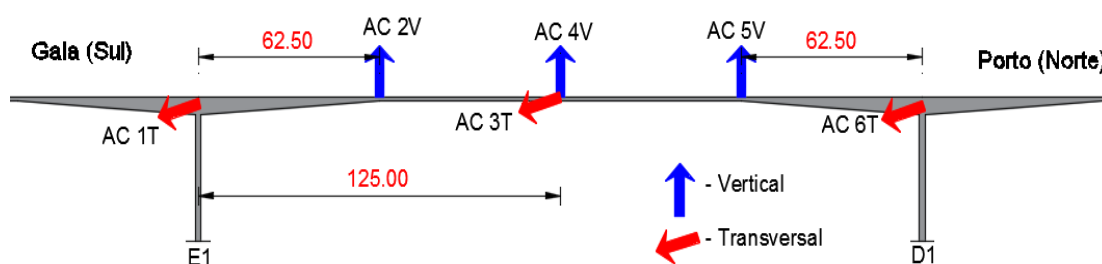


Figura 4.10 – Esquema da localização dos acelerómetros na ponte de São João.



Figura 4.11 – Acelerómetros uniaxiais do tipo *force balance* da marca *Kinematics*.

O sistema de aquisição de dados, Gantner serie *e*, está instalado na secção de meio vão do tramo central da ponte (Figura 4.12).



(a) sistema de aquisição de dados



(b) computador instalado no local da obra

Figura 4.12 – Aquisição e processamento de dados.

4.3.2. Processamento de dados

Antes da análise de identificação modal, os registos de aceleração são objeto de um pré-processamento que consiste nas seguintes operações:

- Remoção da componente contínua ou de tendência lineares;
- Filtragem do tipo passa-baixo com um filtro de tipo Butterworth de ordem 8 com uma frequência de corte de 10 Hz por forma a remover componentes de alta frequência que não são de interesse para a banda de frequências que se pretende analisar;
- Aplicação da decimação aos registos para permitir a redução do tempo de processamento sem a perda de informação na banda de frequências de interesse para a estrutura analisada, possibilitando a passagem da frequência de amostragem de 250 Hz para 25 Hz.

Os registos de acelerações obtidos incluem o efeito da passagem de comboios que influenciam o comportamento dinâmico da estrutura, uma vez que os comboios provocam um acréscimo de massa na estrutura e um aumento significativo da amplitude das vibrações. A Figura 4.13 apresenta um registo da aceleração vertical na secção de meio vão do tramo central. Observa-se que durante a passagem do comboio a amplitude da aceleração foi superior a 400 mg, enquanto nos intervalos entre as passagens não ultrapassa 1 mg.

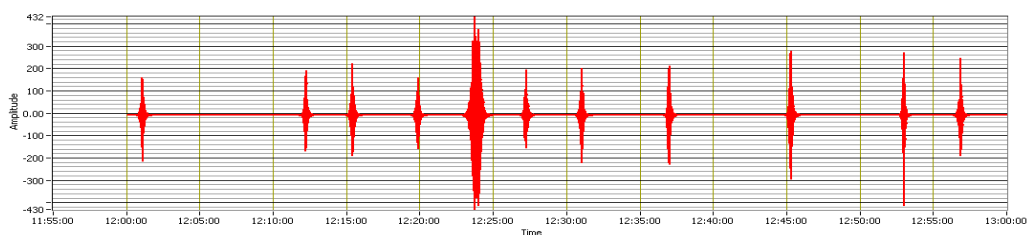


Figura 4.13 – Vibração vertical registada com os dados pré-processados.

Como forma de eliminar as vibrações provocadas por essa passagem dos comboios, utilizou-se o critério de valor eficaz (RMS) dos dados pré-processados durante a aplicação do método de Welch (Kenney & Keeping, 1962).

$$RMS = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N x_i^2}{N}} \quad (4.1)$$

Na ponte de São João, para que a vibração seja considerada ambiental, o valor máximo do RMS considerado foi de 0,2 mg.

A Figura 4.14 e a Figura 4.15 representam uma comparação dos espectros calculados com os registos completos e com os registos ambientais retirados em Janeiro de 2015. Os registos foram pré-processados e decimados para uma frequência de amostragem de 25 Hz.

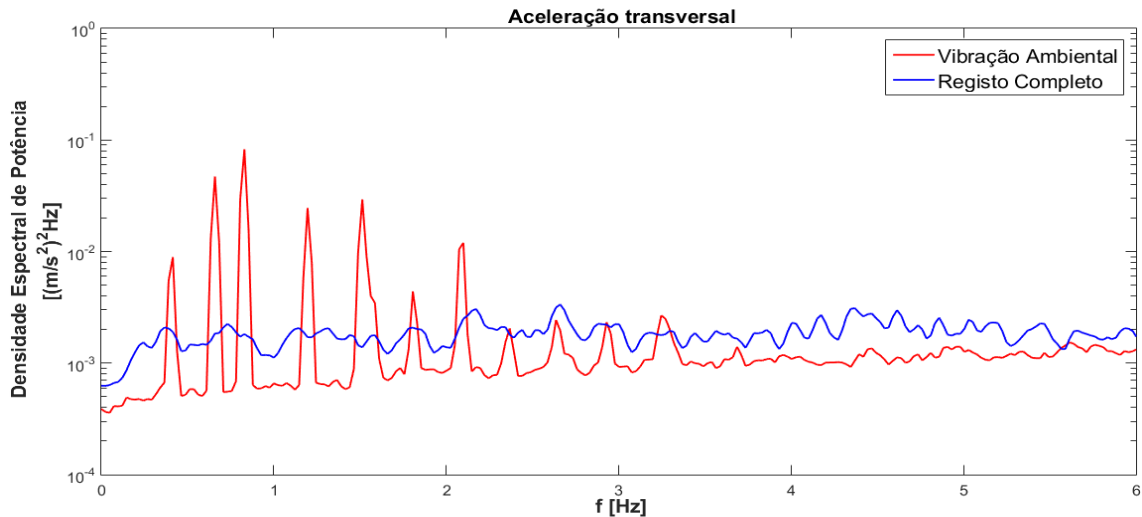


Figura 4.14 – Aplicação da raiz média dos quadrados (RMS) aos registos de aceleração transversais.

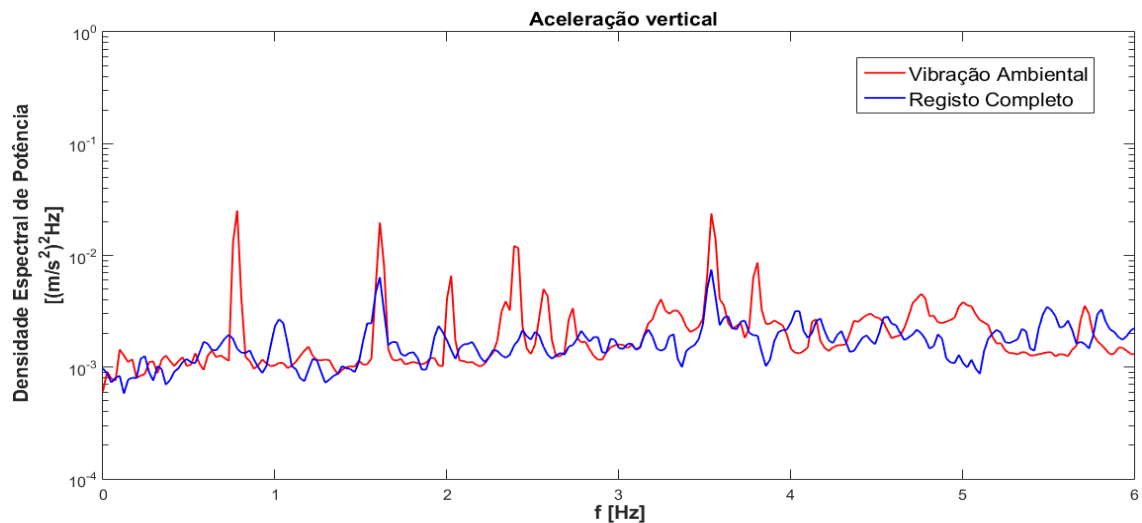


Figura 4.15 – Aplicação da raiz média dos quadrados (RMS) aos registos de aceleração verticais.

Consegue-se observar nos espectros calculados com os registos completos que incluem a passagem dos comboios, não são evidenciados picos que permitam conferir o modo de vibração da estrutura. Após a eliminação das acelerações relacionadas com as passagens de comboio, ocorre um realce eminente dos picos, permitindo assim, através do método do *peak picking*, obter os modos de vibração e as correspondentes frequências.

Os espectros das acelerações transversais, correspondentes a vibração ambiental, obtiveram um melhoramento significativo, o que indica que as passagens de comboio alteram, de um modo significativo, os parâmetros modais dos modos de vibração transversais.

4.3.3. Resultados obtidos

Através dum programa de processamento automático, instalado no computador local, os registos de aceleração são pré-processados e decimados para uma frequência de 25 Hz (Xu *et al*, 2016).

Neste trabalho, foram analisados os registos diários, das 6:00 horas por representarem menor efeito térmico, no período entre fevereiro e junho de ano 2016. No total, correspondem a 151 registos de acelerações transversais e 151 de verticais.

A análise destes dados foi efetuada com recurso ao algoritmo elaborado (capítulo 3).

Por forma a identificar com maior rigor as frequências próprias da estrutura, utilizou-se amostras com 8192 valores, correspondendo a uma resolução de 0,003 Hz.

Da Figura 4.16 à Figura 4.17 são indicados os resultados obtidos para os registos de acelerações transversais e verticais.

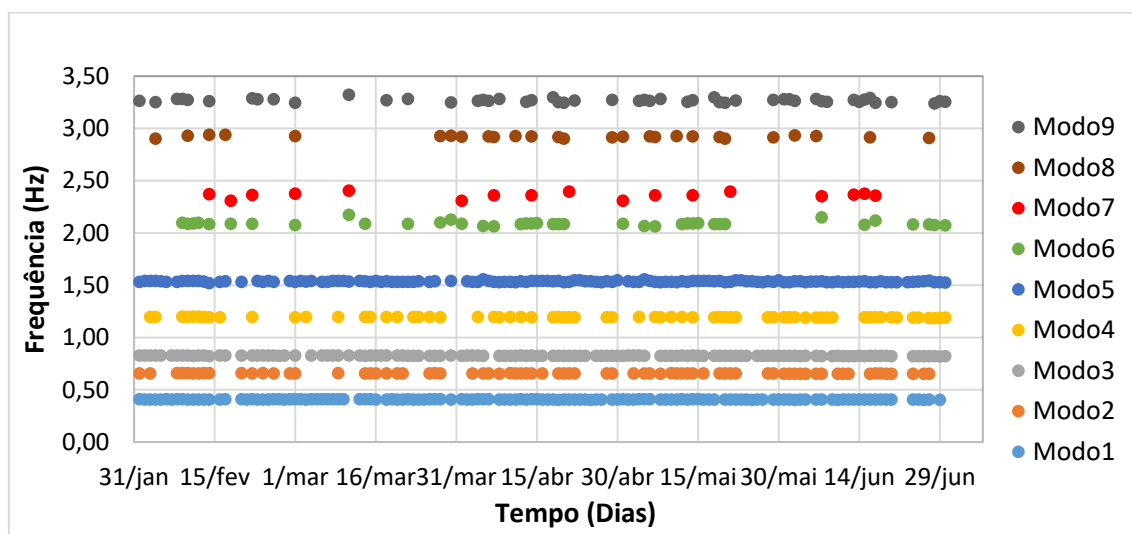


Figura 4.16 – Frequências dos modos de vibração transversais obtidas.

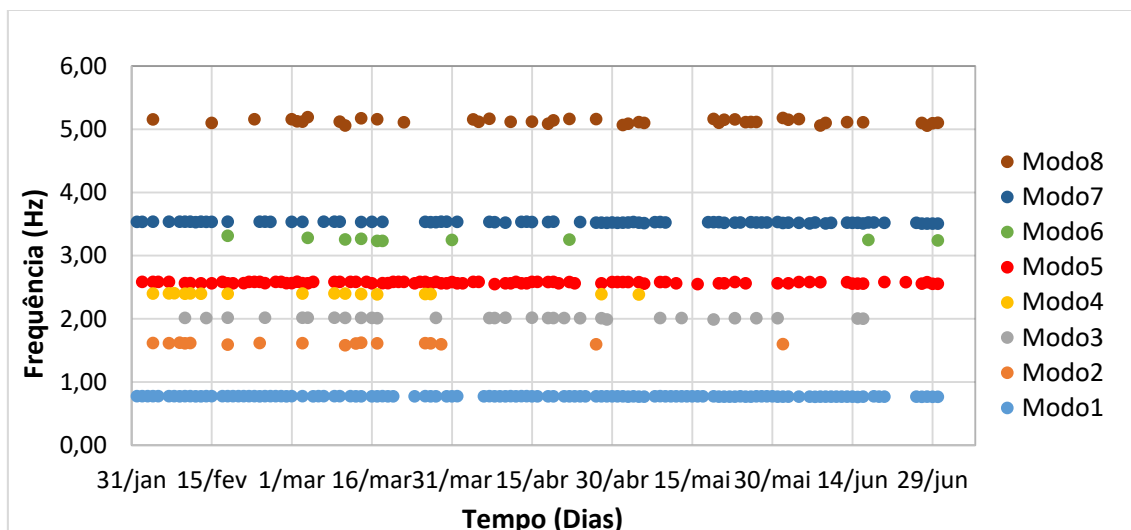


Figura 4.17 – Frequências dos modos de vibração verticais obtidas.

Os valores medianos das frequências (f) dos modos de vibração identificados são indicados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Frequência dos modos de vibração identificados.

Transversais				Verticais			
Modo nº	f [Hz]	Modo nº	f [Hz]	Modo nº	f [Hz]	Modo nº	f [Hz]
1	0,406	6	2,083	1	0,772	5	2,579
2	0,653	7	2,359	2	1,611	6	3,25
3	0,824	8	2,924	3	2,011	7	3,528
4	1,19	9	3,265	4	2,396	8	5,118
5	1,535						

4.4. Ensaio dinâmico de vibração ambiental

4.4.1. Generalidades

Este subcapítulo aborda os ensaios dinâmicos efetuados na obra de arte que tiveram como principal foco a identificação das características dinâmicas, nomeadamente das frequências, configurações e coeficientes de amortecimento dos principais modos de vibração da ponte. Pretendeu-se também, através das características dinâmicas identificadas obter informação que possibilita a caracterização do estado atual da obra e que pode servir de referência para o seu acompanhamento futuro, assim como proporcionar a calibração do modelo numérico desenvolvido no SAP2000.

Os ensaios foram realizados entre 21 e 23 de junho de 2016. Consistiram na medição em 20 pontos das acelerações induzidas na estrutura essencialmente pela ação do vento e do tráfego ferroviário que sobre ela circula em condições normais de utilização.

4.4.2. Preparação prévia dos ensaios

Inicialmente conhecendo-se as condições existentes no local ponderou-se o tipo de equipamentos mais adequados a serem empregues durante os ensaios.

Sabendo-se os níveis de resposta que vão ser medidos, todo o equipamento foi previamente configurado e calibrado em laboratório para esses mesmos níveis, tal como se consegue observar na Figura 4.18.



Figura 4.18 – Processo de calibração dos acelerómetros em laboratório (LNEC).

Todas as pessoas envolvidas nos ensaios, por forma a evitar equívocos ou dúvidas sobre os locais e os procedimentos a seguir, foram providos de esquemas que permitissem uma mais fácil compreensão e que serviam de guias de orientação dos ensaios a ser realizados, sendo indicados a sequência de ensaios a efetuar e numeração dos pontos onde cada transdutor deve ser colocado.

4.4.3. Equipamento utilizado

Nos ensaios realizados utilizaram-se os seguintes equipamentos:

- 8 acelerómetros uniaxiais do tipo servo-controlado (“*force balance*”) de marca Kinematics e modelo EpiSensor (ES-U);
- 5 unidades para alimentação e condicionamento de sinal dos acelerómetros;
- Sistema de aquisição de dados da marca *Gantner Instruments*;
- Bateria para o sistema de aquisição de dados com duração de aproximadamente 6 horas;
- 1 computador portátil;
- Cabos com variáveis comprimentos para alimentação dos acelerómetros e transmissão do seu sinal às unidades de condicionamento e alimentação e destas ao sistema de aquisição de dados.

Os acelerómetros ES-U são do tipo servo-controlado e têm uma escala ajustável com opção de escolha de $\pm 0,25$ g, $\pm 0,5$ g, $\pm 1,0$ g, $\pm 2,0$ g ou $\pm 4,0$ g. Possuem uma elevada gama dinâmica (superior a 145 dB) o que os torna indicados para a realização dos ensaios dinâmicos em estruturas de engenharia civil.

As unidades de alimentação e condicionamento de sinal dos acelerómetros foram desenvolvidas no Centro de Instrumentação Científica do LNEC. São constituídas por duas baterias de 12 V para a alimentação e um circuito com amplificadores e filtros analógicos para o condicionamento dos sinais. Cada uma destas unidades alimenta e condiciona o sinal de três acelerómetros, através de cabos de 20 metros de comprimento, e está ligada ao sistema de aquisição através de cabos com diferentes comprimentos (entre 50 e 200 metros) (Figura 4.19).



Figura 4.19 – Sistema de aquisição de dados e baterias recarregáveis.

A duração total dos registos que são obtidos é de extrema importância uma vez que nos ensaios com excitação natural, não existindo controlo sobre as forças de excitação. É conveniente registar a resposta dos sistemas durante um período suficientemente longo de forma a assegurar que todos os modos do sistema na banda de frequências em análise são suficientemente excitados pelas ações ambiente.

4.4.4. Procedimentos adotados

O número reduzido de acelerómetros (8) face ao número de pontos de medição (20) motivou a divisão do ensaio em nove ensaios parciais, visando a identificação dos modos de vibração transversais e verticais. Nesta série de ensaios utilizou-se a técnica de ensaio com pontos de referência fixos, descrita em maior detalhe no subcapítulo 2.3.2, no qual se escolheram os locais de colocação dos transdutores de referência, procurando evitar os nodos dos principais modos de vibração da estrutura.

Nestes ensaios foi utilizada uma frequência de amostragem de 500 Hz, tendo-se efetuado, em cada fase de ensaio, um registo com uma duração total de 60 minutos, definida em função dos valores previstos para as frequências dos primeiros modos de vibração.

As acelerações registadas destes ensaios foram induzidas essencialmente pelo tráfego ferroviário que sobre ela circulava (Figura 4.20) e também pela ação do vento.



Figura 4.20 – Exemplo de cargas atuantes sobre a ponte de São João.

Na Tabela 4.2 indicam-se os pontos instrumentados e a orientação dos acelerómetros utilizados nos ensaios dinâmicos efetuados na Ponte de São João. A representação gráfica das acelerações medidas em cada ensaio é efetuada da Figura 4.21 até à Figura 4.28.

Tabela 4.2 – Pontos instrumentados nos ensaios dinâmicos.

Ensaio	Caixa 1			Caixa 2			Caixa 3		
	Canal 1	Canal 2	Canal 3	Canal 1	Canal 2	Canal 3	Canal 1	Canal 2	Canal 3
1	20 L	19 L	18 L	13 L	13 T	14 T	10 T	10 L	
2	20 T	19 T	18 T	11 T	12 T	12 V		11 V	
3	16 V	16 T	17 T						
4	15 V	15 T	14 V	9 V	9 T	10 V			
5				7 V	7 T	8 V			
6	7V.j	7 T.j	8 V.j	7 V.m	7 T	8 V.m			
7	6 V	6 T	7 T	3 V	3 T	4 V			
8	4 T	5 T	5 L	1 L	1 T	2 T			
8a	4 T	5 T			1 T	2 T			

Convenção: T – Acelerómetros colocados na direção transversal; L – Acelerómetros colocados na direção longitudinal; V – Acelerómetros colocados na direção vertical; m – medição do lado montante; j – medição do lado jusante.

O ensaio 8a é idêntico ao ensaio ilustrado na Figura 4.28 com a exceção de não terem sido realizados os ensaios longitudinais nos pontos 5 e 1.

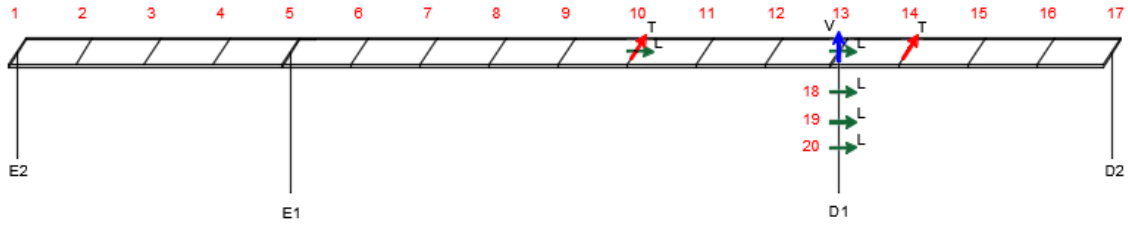


Figura 4.21 – Pontos instrumentados no ensaio 1.

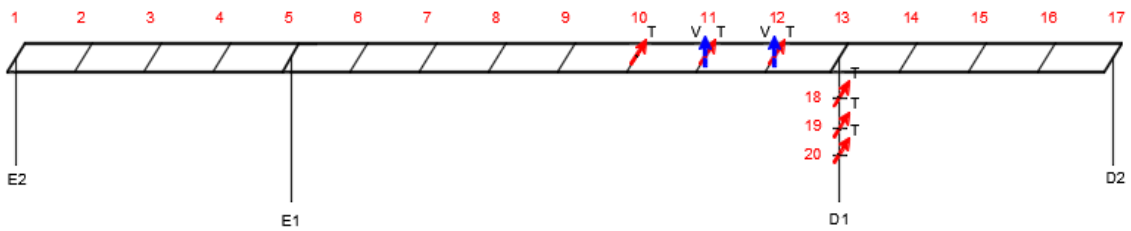


Figura 4.22 – Pontos instrumentados no ensaio 2.

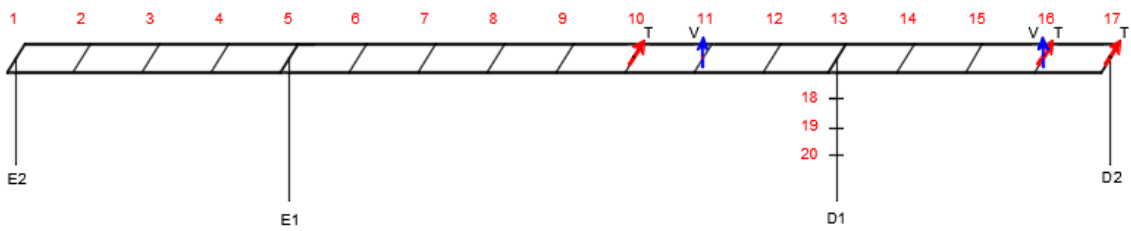


Figura 4.23 – Pontos instrumentados no ensaio 3.

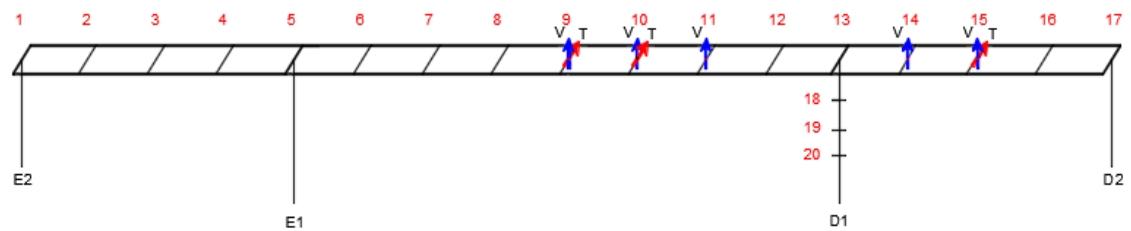


Figura 4.24 – Pontos instrumentados no ensaio 4.

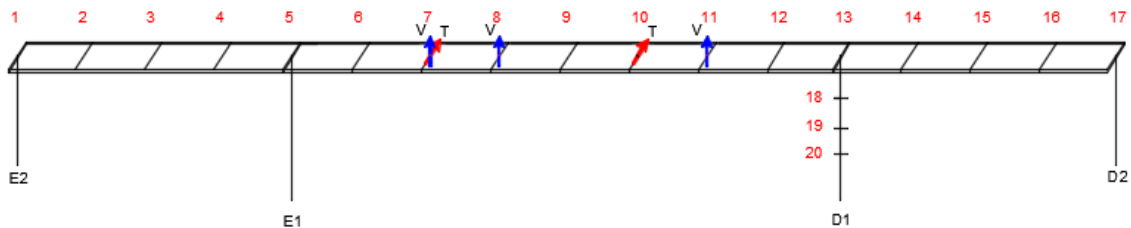


Figura 4.25 – Pontos instrumentados no ensaio 5.

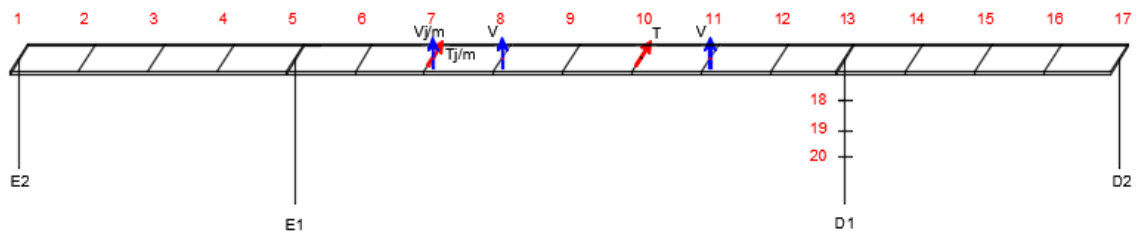


Figura 4.26 – Pontos instrumentados no ensaio 6.

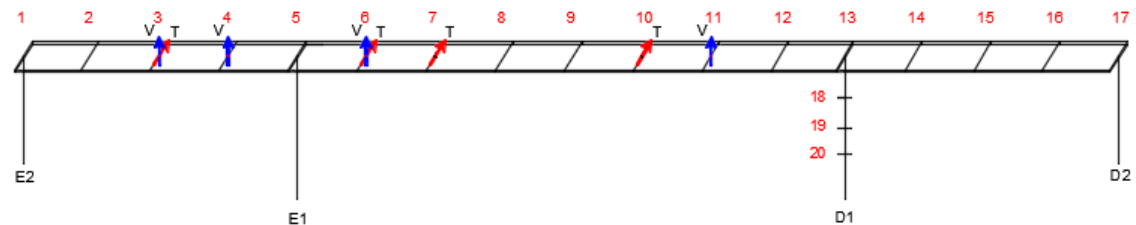


Figura 4.27 – Pontos instrumentados no ensaio 7.

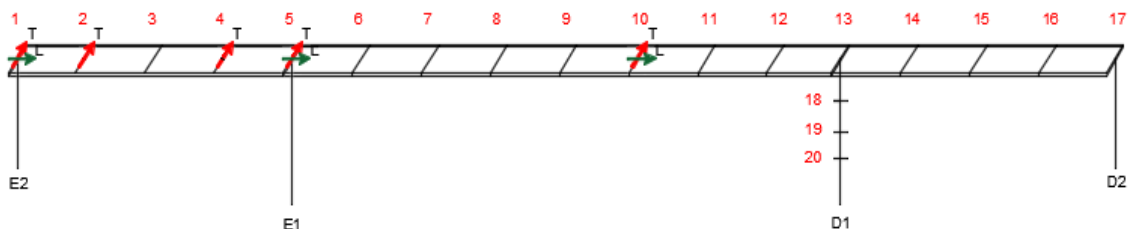


Figura 4.28 – Pontos instrumentados no ensaio 8.

4.4.5. Resultados obtidos

Os dados provenientes do ensaio de vibração ambiente foram analisados com recurso ao método da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD), implementado no programa ARTeMIS Modal 4.0. Para aplicar este método foram utilizados amostras com 1024 valores perfazendo uma resolução, em frequência, de 0,024 Hz nas estimativas das funções de densidade espectral. As matrizes dessas funções foram decompostas em valores e vetores singulares, obtendo-se, assim, espectros de valores singulares, cuja análise é um dos passos importantes do método EFDD.

Na Figura 4.29 e na Figura 4.30 representam-se os espectros do primeiro valor singular da matriz das funções de densidade espectral das acelerações registadas nos ensaios realizados na ponte de São João, obtidos pelo ARTeMIS Modal 4.0.

Nas frequências correspondentes aos picos identificados nos espectros de valores singulares foi realizada uma análise das respetivas configurações por forma a verificar se as mesmas correspondem aos modos naturais de vibração da ponte.

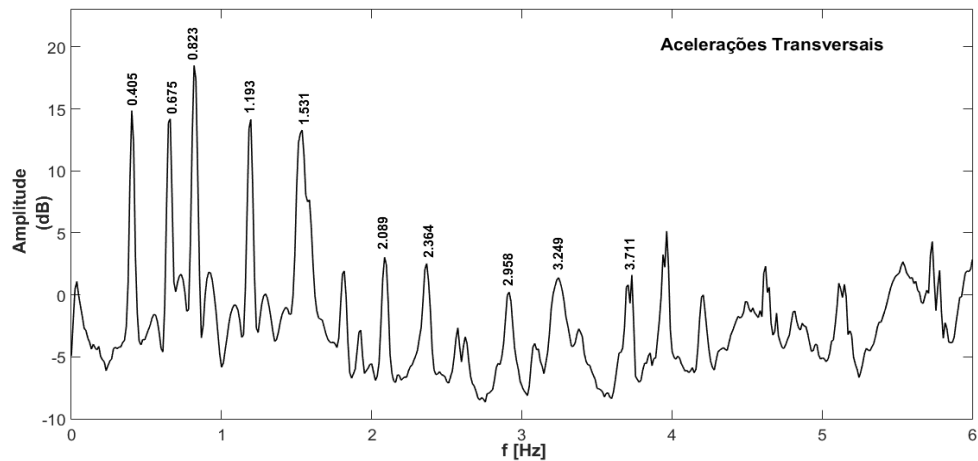


Figura 4.29 – Espectro do 1º valor singular calculado com as acelerações transversais.

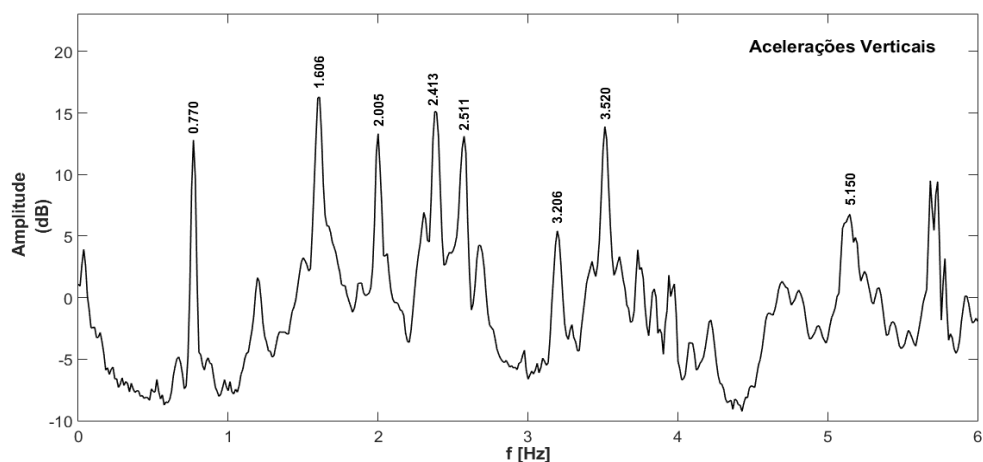


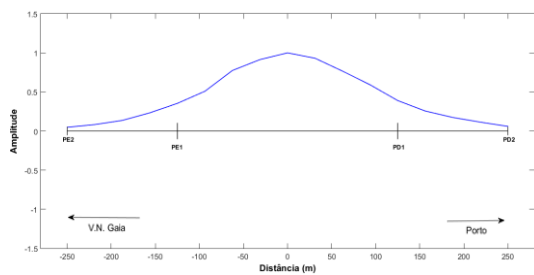
Figura 4.30 – Espectro do 1º valor singular calculado com as acelerações verticais.

Com a aplicação do método do EFDD foram identificados 17 modos naturais de vibração para a ponte de São João. Os valores das frequências (f) e dos coeficientes de amortecimento (ξ) desses modos de vibração são indicados na Tabela 4.3.

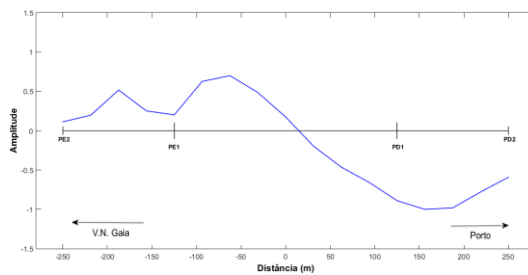
Tabela 4.3 – Frequência e coeficiente de amortecimento dos modos de vibração.

Transversais			Verticais		
Modo nº	f [Hz]	ξ (%)	Modo nº	f [Hz]	ξ (%)
1	0,405	1,93	1	0,770	1,07
2	0,675	1,31	2	1,606	0,85
3	0,823	0,95	3	2,005	0,94
4	1,193	0,73	4	2,413	0,67
5	1,531	0,98	5	2,511	0,49
6	2,089	0,62	6	3,206	0,64
7	2,364	0,93	7	3,520	0,42
8	2,958	1,22	8	5,150	0,50
9	3,249	1,14			

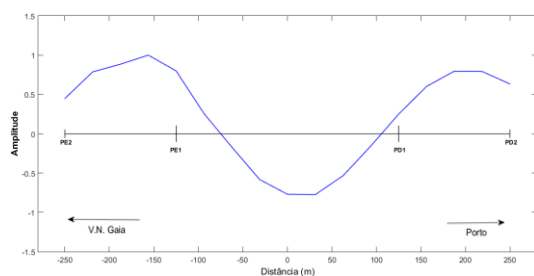
As configurações dos modos transversais estão representadas na Figura 4.31.



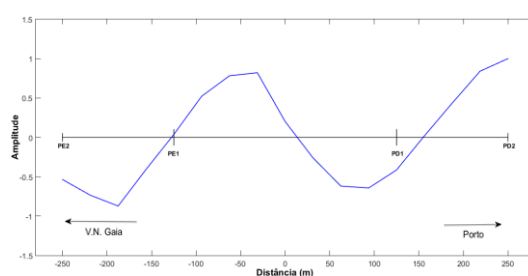
(a) 1º modo transversal



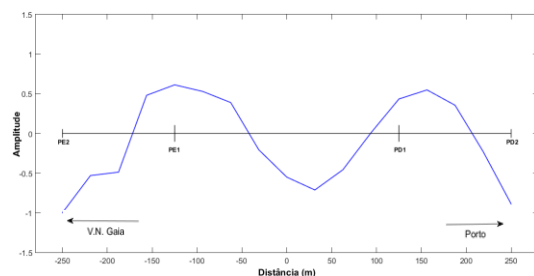
(b) 2º modo transversal



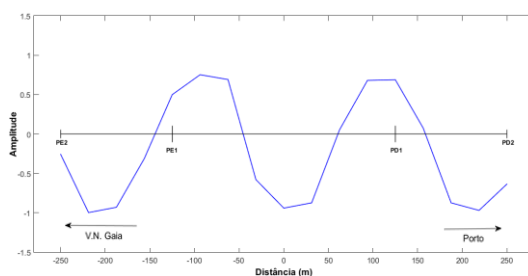
(c) 3º modo transversal



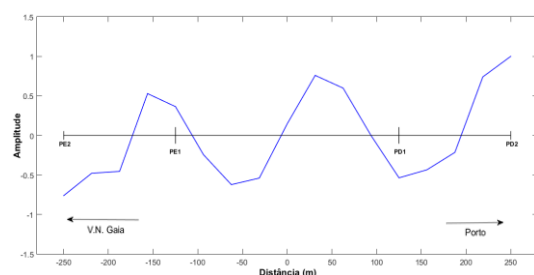
(d) 4º modo transversal



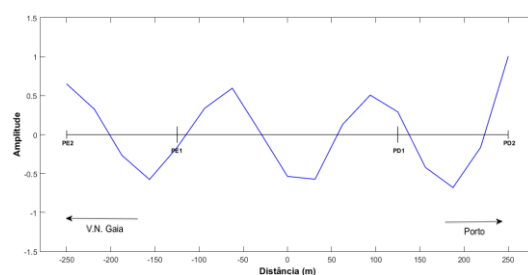
(e) 5º modo transversal



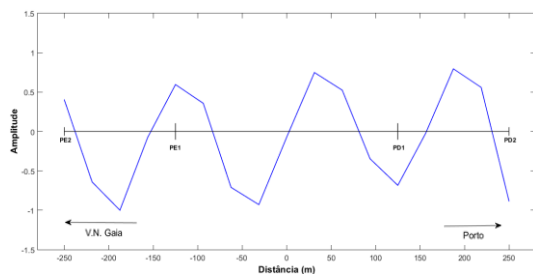
(f) 6º modo transversal



(g) 7º modo transversal



(h) 8º modo transversal



(i) 9º modo transversal

Figura 4.31 – Configuração dos modos transversais identificados.

Na Figura 4.32 são representadas as configurações dos modos de vibração verticais.

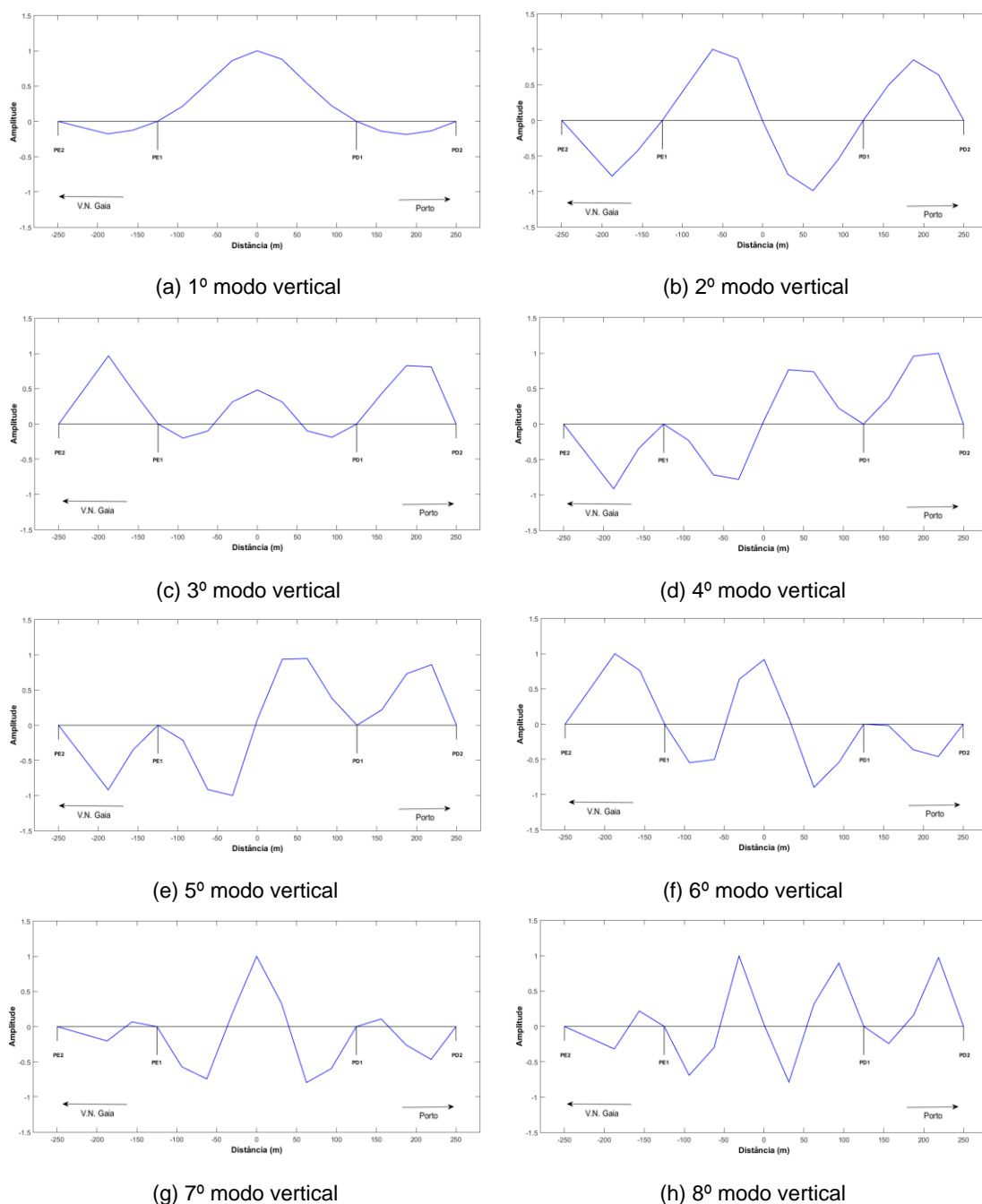


Figura 4.32 – Configuração dos modos verticais identificados.

4.5. Considerações finais

A ponte de São João dispõe de um sistema de monitorização permanente que permite obter remotamente informações sobre o comportamento estrutural estático e dinâmico.

Desse sistema foram obtidos os registos de acelerações nas direções transversais e verticais permitindo verificar, pela aplicação do método básico no domínio da frequência (BFD), as frequências naturais para os modos de vibração identificados.

Os ensaios de vibração ambiental realizados na Ponte permitem obter as características dinâmicas da ponte, a partir das acelerações medidas em diversos pontos ao longo dos três tramos centrais, constituído um estado de referência da obra de arte. Os registos foram processados utilizando o método EFDD.

As frequências identificadas através do algoritmo desenvolvido que usa o BFD e do programa comercial que aplica o EFDD foram muitos semelhantes.

5. Estudo da variação dos parâmetros modais

5.1. Considerações iniciais

Neste capítulo, numa fase inicial, são comparados os resultados obtidos pelos processos experimentais e os numéricos na caracterização dinâmica da ponte São João.

Posteriormente, com os dados provenientes do sistema de monitorização permanente, é feito o estudo da influência da temperatura sobre as frequências dos modos de vibração da estrutura em estudo.

Relativamente aos restantes elementos que fazem parte da própria Ponte e que a influenciam ao nível das suas características dinâmicas, como a rigidez e a massa, vão ser estudadas recorrendo ao modelo numérico elaborado.

5.2. Modelação numérica com recurso ao SAP2000

Por forma a auxiliar a preparação e interpretação dos resultados experimentais, obtidos através dos ensaios de vibração e do sistema de monitorização dinâmica, foi desenvolvido um modelo numérico da ponte de São João com recurso ao *software* de cálculo automático SAP2000.

As secções ao nível do tabuleiro foram executadas com recurso às características geométricas indicadas no projeto de execução elaborado pelo Prof. Edgar Cardoso, introduzidos no SAP2000 com a ferramenta “Section Designer”.

Nos pilares foram adotadas secções genéricas de uma análise previamente efetuada em (Santos, 2001), também elas modeladas com elementos *frame*.

As ligações do tabuleiro aos pilares foram modeladas através de *body constraints*: no caso dos pilares E1 e D1 são ligações rígidas, em que são bloqueados os deslocamentos e rotações; nos restantes pilares apenas os deslocamentos são fixos, com exceção do pilar E7 onde é também permitido o movimento longitudinal, procurando simular o efeito do apoio “pendular”.

Nos encontros são permitidas as rotações e bloqueados os deslocamentos verticais e transversais, enquanto os deslocamentos longitudinais são condicionados por elementos de mola que visam simular o efeito terreno-tabuleiro, conferindo uma determinada rigidez longitudinal ao tabuleiro.

Os pilares foram considerados encastrados na base.

O modelo desenvolvido para a ponte de São João tem um total de 176 nós, 161 elementos de barra, 2 elementos de molas e 46 relações de dependência (*body constraints*).

Inicialmente foi considerado um módulo de elasticidade de 34,7 GPa para o betão do tabuleiro e 38,3 GPa para o betão dos pilares. Estes valores foram obtidos através de ensaios de provetes cilíndricos recolhidos durante as betonagens das secções instrumentadas e ensaiados em laboratório. Estes ensaios foram efetuados em diversas idades do betão, permitindo obter a evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo (Santos, 2001). Uma vez que o betão é um material constituído por componentes que vão reagindo ao longo do tempo, as suas propriedades também são dependentes no tempo e, por forma a calibrar o modelo numérico, o módulo de elasticidade dos betões empregues na ponte sofreram um acréscimo, tal como indicado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Características dos materiais de betão usados na ponte.

Betão	E_c	ν	α	γ
Tabuleiro	36,2	0,2	1,0E-05	25,5
Pilares	38,5	0,2	1,0E-05	25,5

em que:

E_c – Módulo de elasticidade (GPa)

ν – Coeficiente de Poisson

α – Coeficiente de dilatação térmica ($^{\circ}\text{C}$)

γ – Peso volúmico (kN/m^3) ⁽¹⁾

Foram consideradas as restantes cargas permanentes, distribuídas ao longo do tabuleiro, com um valor de 25 kN/m cujo valor é calculado na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Cálculo da restante carga permanente sobre a ponte de São João.

	A [m^2]	pp _{Total} [kN/m]
Via (4 carris)		5
Catenária		0,25
Guarda Corpos		2
Betão Preenchimento (15 kN/m ³)	1,183	17,745
	RCP [kN/m]	24,995

A Figura 5.1 é constituída pela representação global do modelo descrito, enquanto na Figura 5.2 se apresenta um detalhe da modelação da aduela da secção de meio-vão do tramo central.

⁽¹⁾ Considerou-se um peso volúmico do betão de 25,5 kN/m³ devido à elevada quantidade de aço incorporado na estrutura.

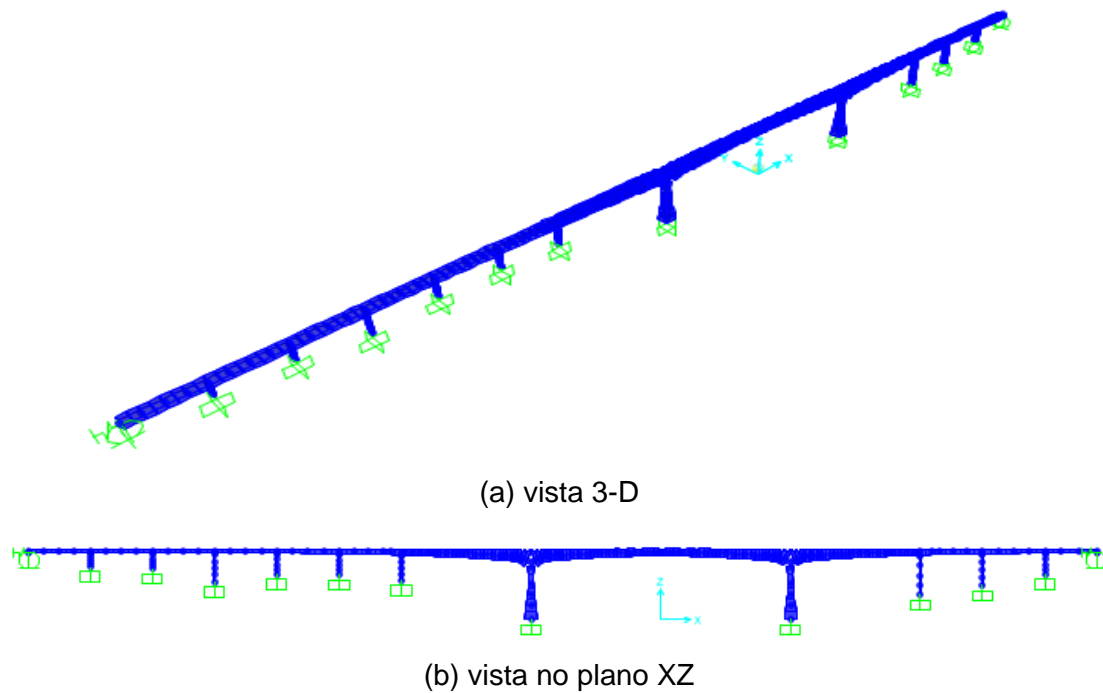


Figura 5.1 – Modelo numérico da Ponte de São João calibrado.

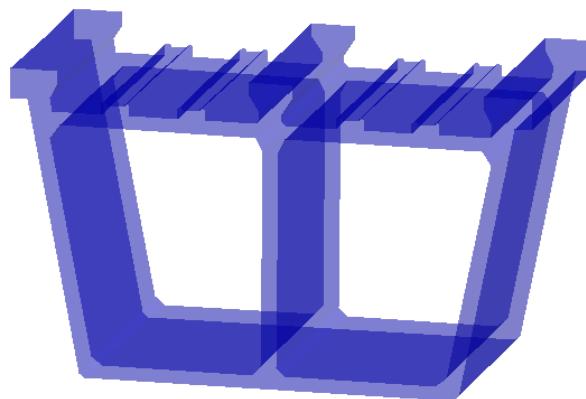


Figura 5.2 – Representação da secção adotada a meio vão entre os pilares E1 e D1.

5.3. Comparação de resultados

Neste subcapítulo será realizado uma comparação dos resultados obtidos pelo sistema de monitorização permanente, pelo ensaio de caracterização dinâmica realizado na ponte de São João e pelo modelo numérico.

A análise dos resultados é feita com recurso a uma tabela comparativa dos valores das frequências, comparação gráfica das frequências calculadas com as identificadas, representação gráfica das configurações modais e, por fim, aplicação do coeficiente MAC sobre as amplitudes dessas configurações modais.

Os valores das frequências identificadas pelos ensaios de caracterização dinâmica da ponte, pelo sistema de monitorização permanente e as calculadas pelo modelo

numérico são apresentados na Tabela 5.3, para os modos de vibração transversais, e na Tabela 5.4, para os modos de vibração verticais e com representação dos respetivos erros relativos com base nas frequências obtidas pelos ensaios de vibração ambiental.

Tabela 5.3 – Modos transversais da ponte de São João

Modo nº	f _{ENSAIO} [Hz]	f _{SHM} [Hz]	e _{RELATIVO} [%]	f _{MODELO} [Hz]	e _{RELATIVO} [%]
1	0,405	0,406	0,25	0,415	2,47
2	0,675	0,653	-3,26	0,701	3,85
3	0,823	0,824	0,12	0,836	1,58
4	1,193	1,19	-0,25	1,281	7,38
5	1,531	1,535	0,26	1,568	2,42
6	2,089	2,083	-0,29	2,138	2,35
7	2,364	2,359	-0,21	2,317	-1,99
8	2,958	2,924	-1,15	2,962	0,14
9	3,249	3,265	0,49	3,342	2,86

Tabela 5.4 – Modos verticais da ponte de São João

Modo nº	f _{ENSAIO} [Hz]	f _{SHM} [Hz]	e _{RELATIVO} [%]	f _{MODELO} [Hz]	e _{RELATIVO} [%]
1	0,77	0,772	0,26	0,759	-1,43
2	1,606	1,611	0,31	1,717	6,91
3	2,005	2,011	0,30	2,098	4,64
4	2,413	2,396	-0,70	2,132	-11,65
5	2,511	2,579	2,71	2,44	-2,83
6	3,206	3,25	1,37	2,916	-9,05
7	3,52	3,528	0,23	2,988	-15,11
8	5,15	5,118	-0,62	4,884	-5,17

A comparação gráfica das frequências dos modos de vibração, obtidos pela via experimental e numérica é representada na Figura 5.3.

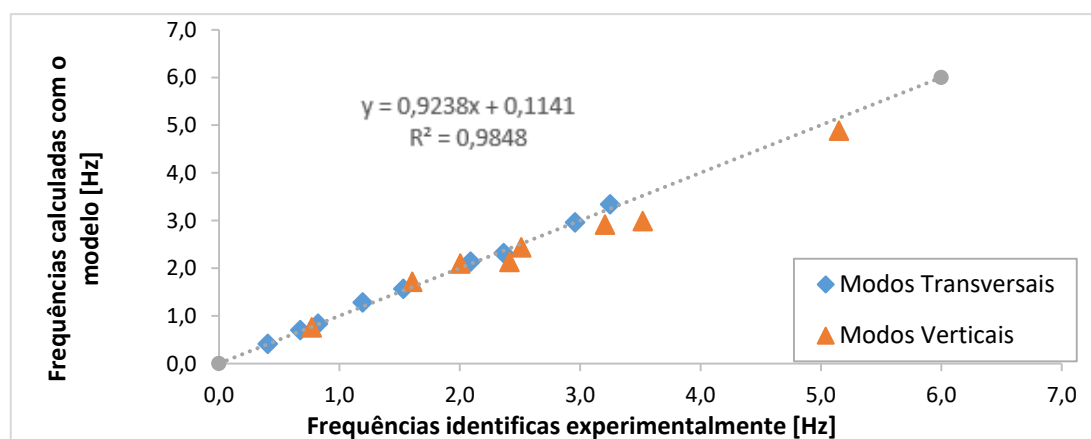


Figura 5.3 – Comparação entre as frequências obtidas experimentalmente e as frequências calculadas.

A comparação gráfica evidencia a maior ou menor semelhança entre as frequências identificadas pela via experimental e calculadas. Ou seja, caso as frequências fossem iguais os pontos representados no gráfico iriam-se localizar todos sobre a reta com declive unitário e de ordenada nula na origem. Assim, a qualidade do ajuste das frequências comparadas é representada na Figura 5.3 a partir da reta de mínimos quadrados (R^2) e da respetiva equação da reta. Como se pode constatar, obteve-se uma forte correlação entre as frequências calculadas e as identificadas pelo ensaio de vibração ambiental.

As frequências dos modos transversais calculadas e obtidas pelo ensaio são muito próximas mas as frequências dos modos verticais calculadas estão um pouco inferiores às experimentais, o que pode indicar que o modelo numérico elaborado é mais flexível na direção vertical do que o comportamento da ponte.

Através do SHM são obtidas configurações modais em três pontos instrumentados para cada modo de vibração o que dificulta a sua comparação. Assim sendo, a comparação das configurações modais é efetuada apenas para os resultados obtidos através dos ensaios de vibração com as obtidas com o modelo numérico.

As configurações modais dos modos transversais identificadas com o ARTeMIS Modal 4.0 e as calculadas pelo modelo elaborado em SAP2000 estão representadas em planta nas figuras seguintes (Figura 5.4 à Figura 5.12).

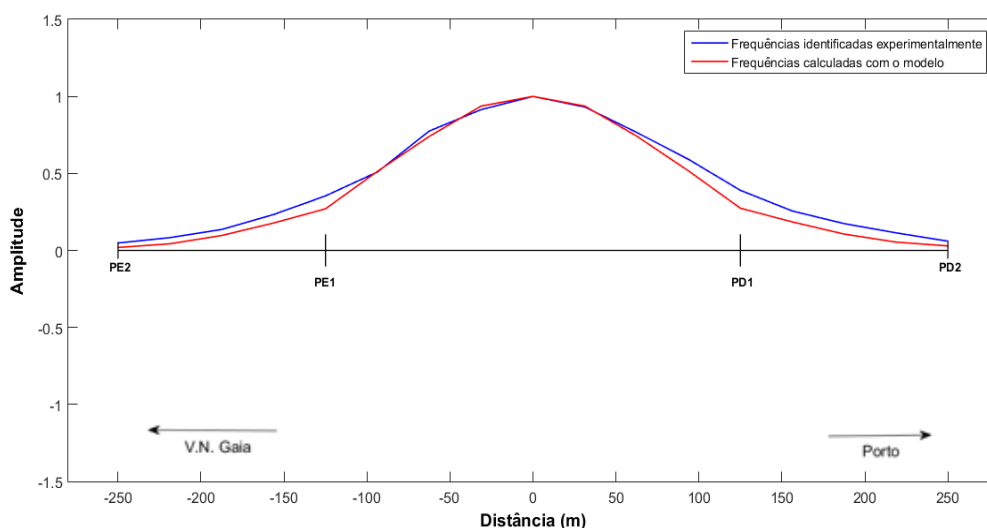


Figura 5.4 – Configuração do 1º modo transversal.

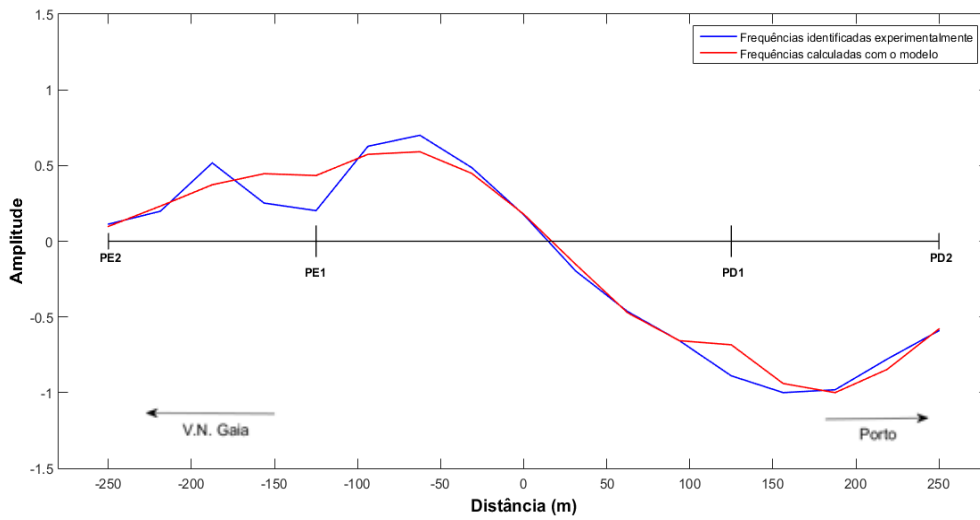


Figura 5.5 – Configuração do 2º modo transversal.

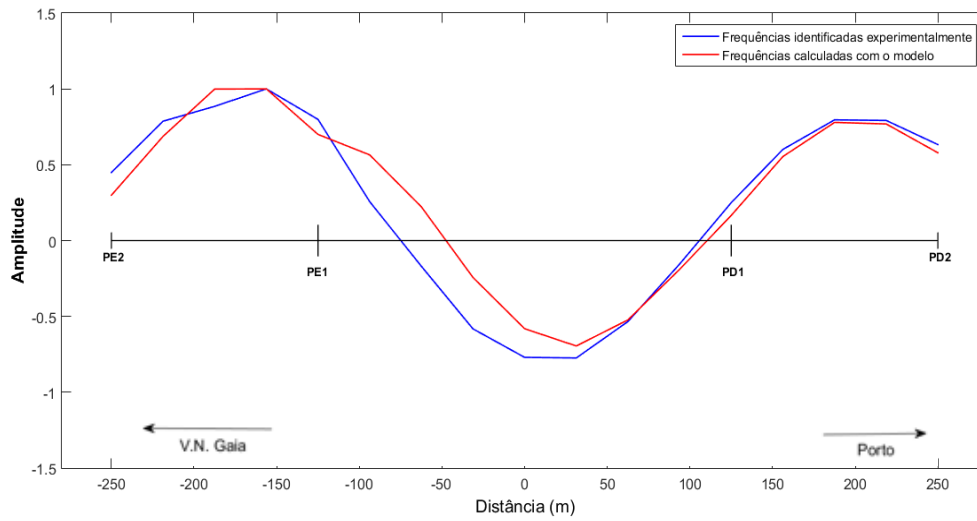


Figura 5.6 – Configuração do 3º modo transversal.

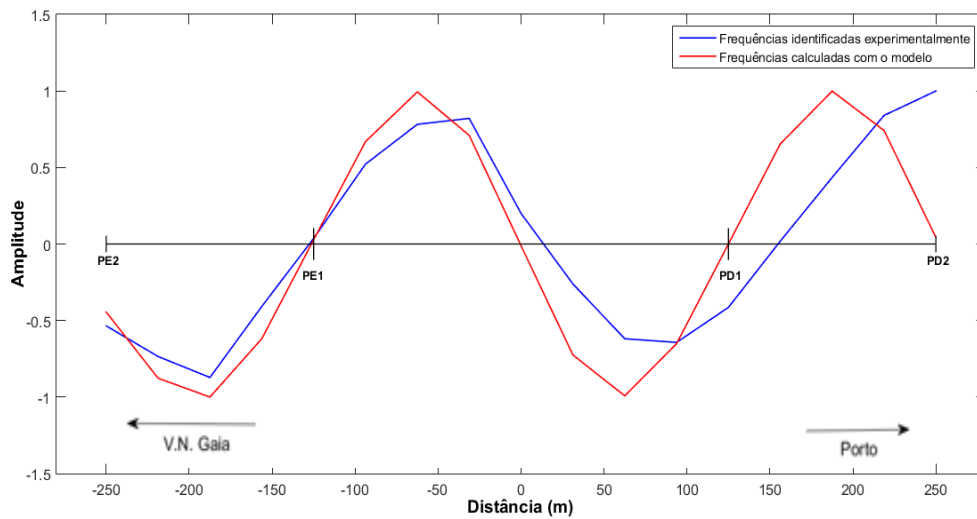


Figura 5.7 – Configuração do 4º modo transversal.

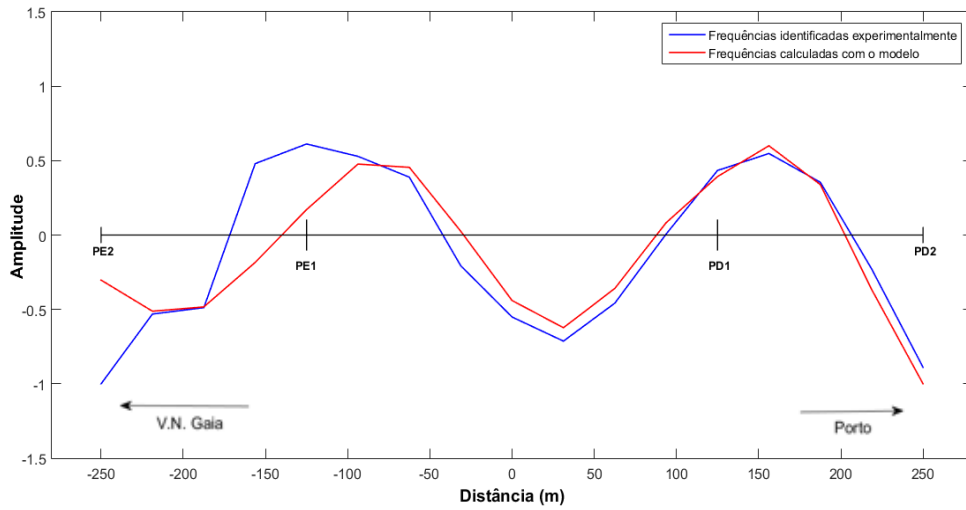


Figura 5.8 – Configuração do 5º modo transversal.

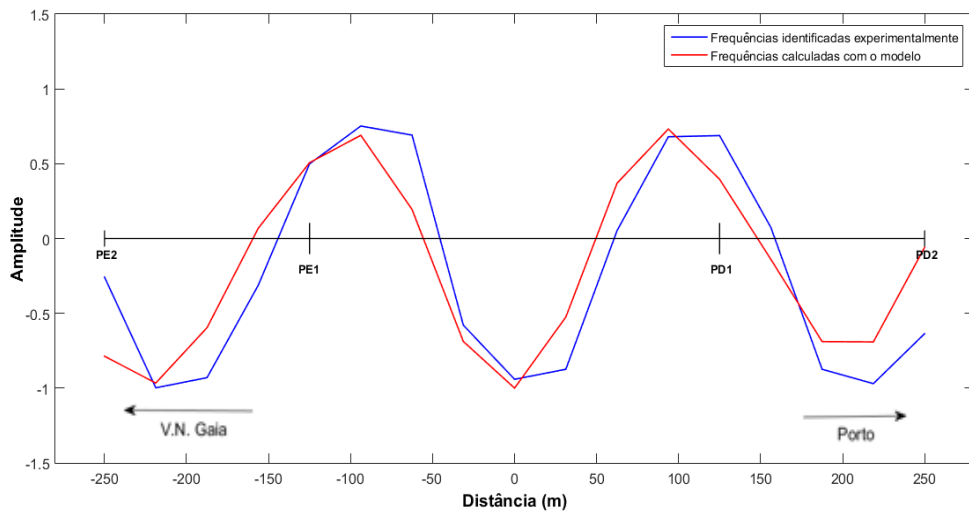


Figura 5.9 – Configuração do 6º modo transversal.

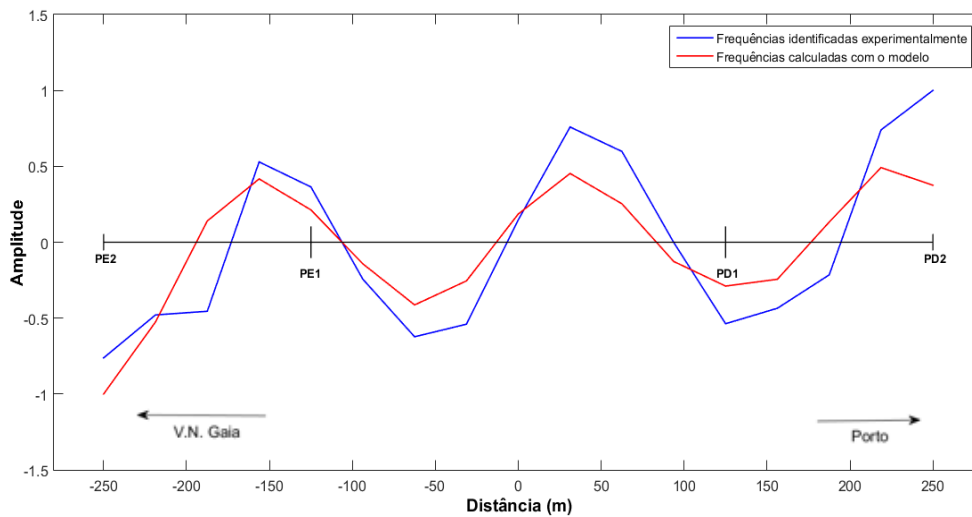


Figura 5.10 – Configuração do 7º modo transversal.

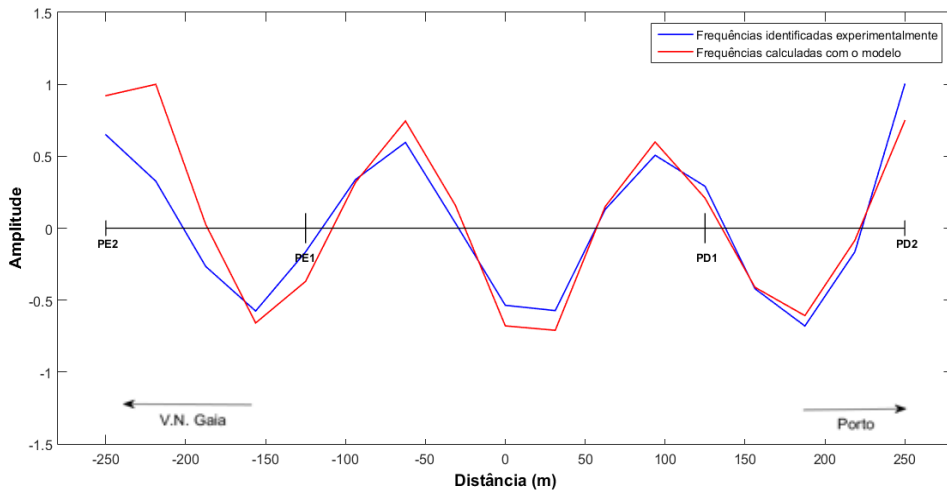


Figura 5.11 – Configuração do 8º modo transversal.

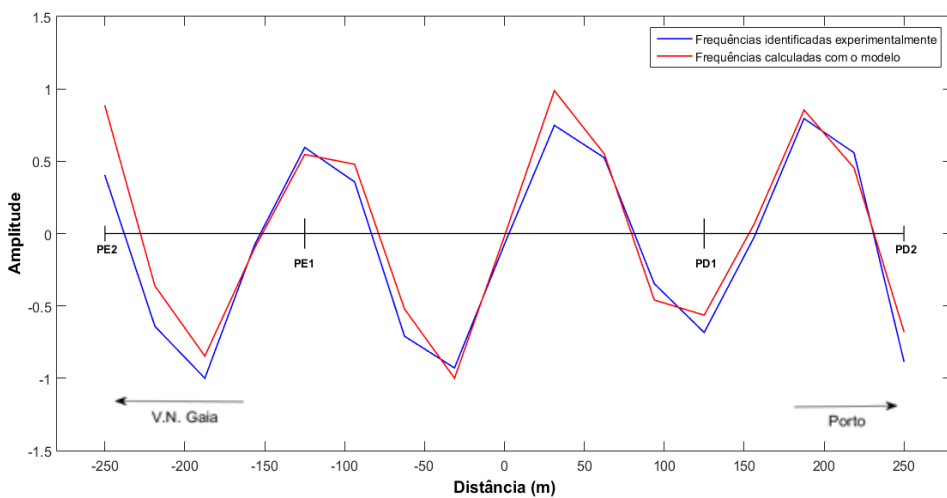


Figura 5.12 – Configuração do 9º modo transversal.

Da Figura 5.13 até à Figura 5.20 estão representadas as configurações modais dos modos verticais identificadas com o ARTeMIS Modal 4.0, bem como as configurações calculadas pelo modelo elaborado em SAP2000.

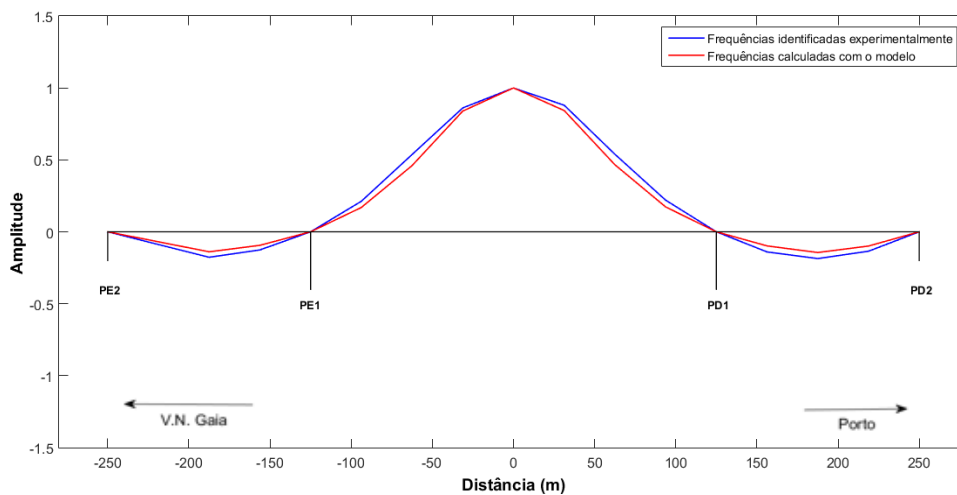


Figura 5.13 – Configuração do 1º modo vertical.

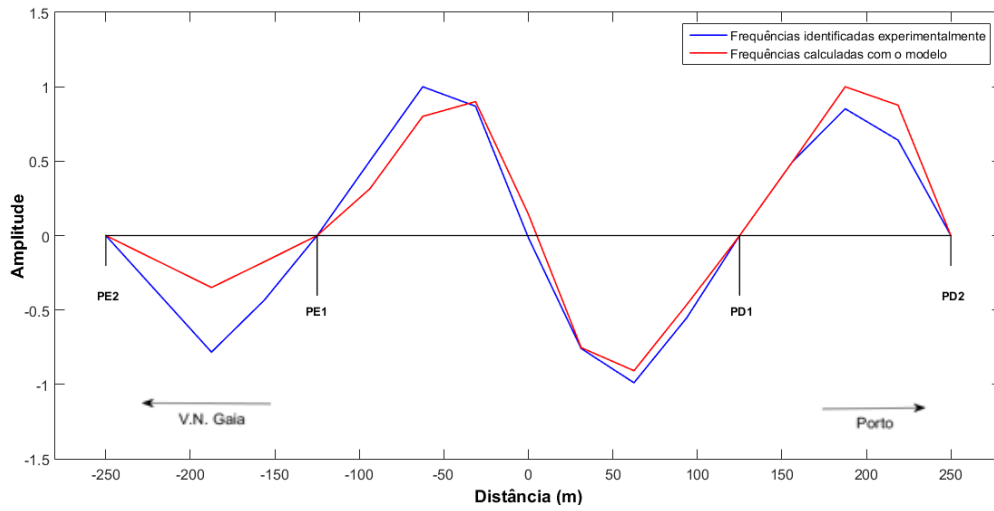


Figura 5.14 – Configuração do 2º modo vertical.

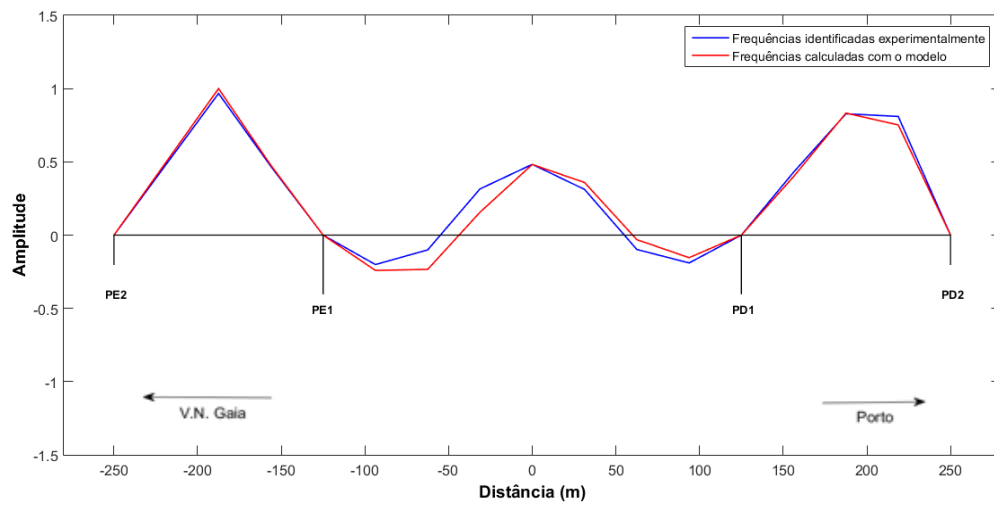


Figura 5.15 – Configuração do 3º modo vertical.

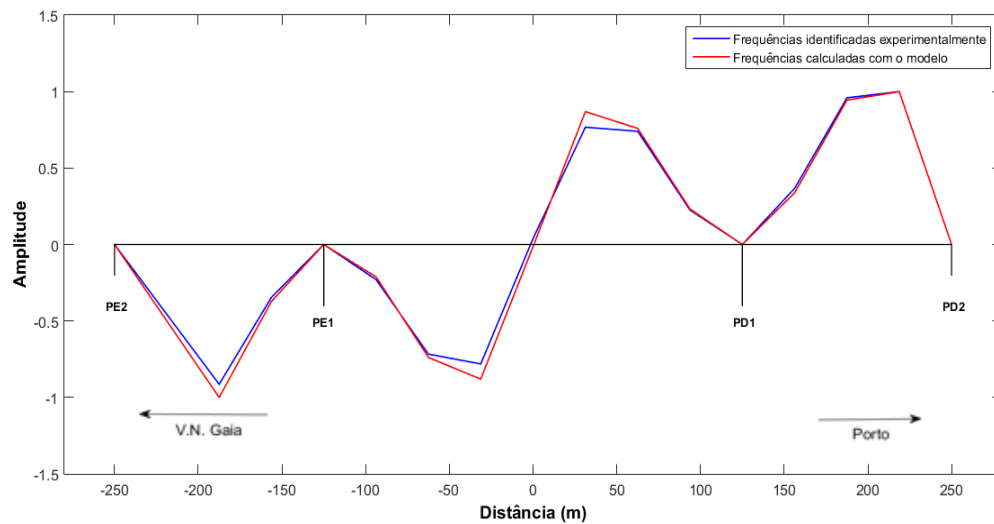


Figura 5.16 – Configuração do 4º modo vertical.

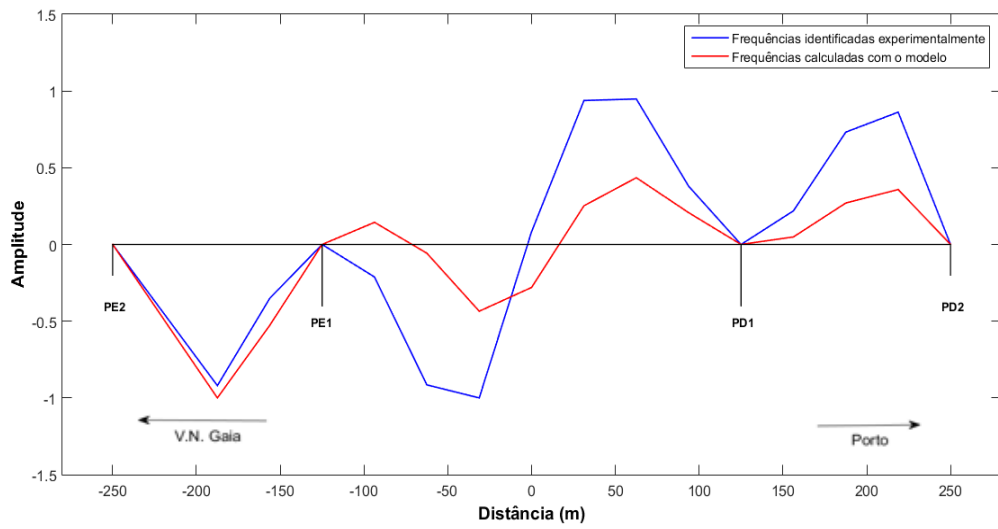


Figura 5.17 – Configuração do 5º modo vertical.

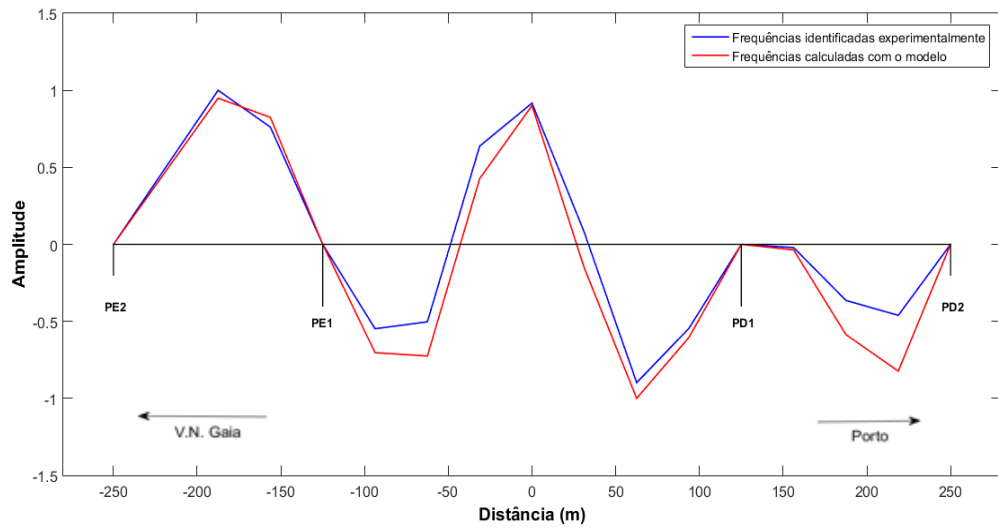


Figura 5.18 – Configuração do 6º modo vertical.

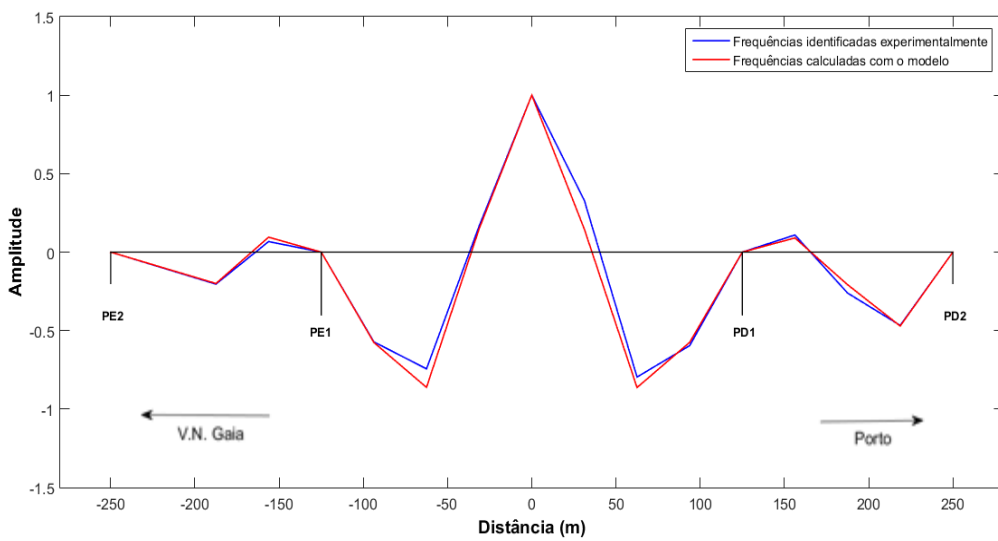


Figura 5.19 – Configuração do 7º modo vertical.

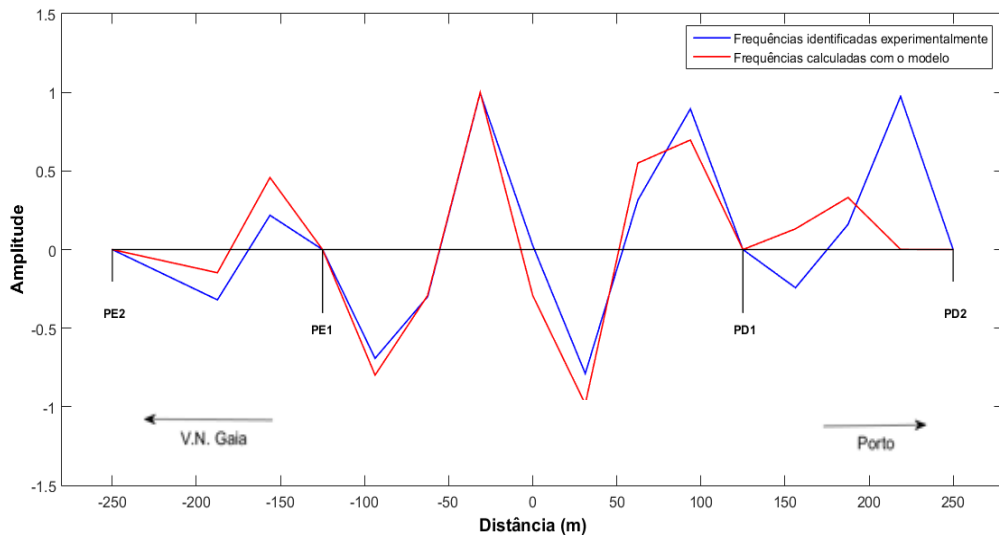


Figura 5.20 – Configuração do 8º modo vertical.

Pela análise das configurações modais pode-se verificar a boa concordância entre as configurações identificadas e calculadas.

Foram determinados os coeficientes MAC para avaliar a correlação entre as configurações modais identificadas e as calculadas.

Deste modo, os resultados correspondentes aos modos de vibração transversal são indicados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Critério MAC para comparar os modos de vibração transversais obtidos pelo ensaio e pelo modelo numérico.

Modo nº	Modelo									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Ensaio	1	0,991	0,001	0,089	0,013	0,031	0,028	0,001	0,005	0,007
	2	0,000	0,968	0,015	0,004	0,002	0,012	0,023	0,014	0,108
	3	0,005	0,001	0,932	0,001	0,113	0,030	0,058	0,000	0,006
	4	0,000	0,008	0,001	0,833	0,297	0,035	0,054	0,002	0,010
	5	0,013	0,026	0,012	0,189	0,715	0,505	0,162	0,039	0,004
	6	0,031	0,000	0,016	0,001	0,404	0,841	0,024	0,111	0,004
	7	0,001	0,026	0,005	0,016	0,023	0,058	0,748	0,399	0,147
	8	0,003	0,050	0,005	0,026	0,060	0,069	0,318	0,838	0,167
	9	0,000	0,091	0,005	0,003	0,018	0,016	0,202	0,033	0,919

Na Tabela 5.6 são representados os resultados correspondentes aos modos de vibração vertical.

Tabela 5.6 – Critério MAC para comparar os modos de vibração verticais obtidos pelo ensaio e pelo modelo numérico.

Modo n°	Modelo								
	1	2	3	4	5	6	7	8	
Ensaio	1	0,995	0,000	0,019	0,000	0,000	0,023	0,036	0,002
	2	0,001	0,927	0,128	0,003	0,065	0,001	0,005	0,074
	3	0,002	0,000	0,982	0,054	0,022	0,175	0,012	0,021
	4	0,001	0,010	0,018	0,996	0,967	0,299	0,010	0,011
	5	0,000	0,013	0,144	0,622	0,613	0,747	0,103	0,004
	6	0,001	0,056	0,061	0,310	0,274	0,943	0,580	0,014
	7	0,003	0,004	0,008	0,012	0,009	0,538	0,984	0,017
	8	0,006	0,003	0,006	0,003	0,010	0,000	0,031	0,678

Pela análise das matrizes dos coeficientes MAC representados nas tabelas anteriores, pode-se constatar que a correlação entre configurações identificadas e calculadas é, em geral, bastante boa, havendo no entanto exceções, como nos casos do 5º e 7º modos transversais e do 5º e 8º modos verticais, em que os coeficientes MAC apresentam um valor bastante menor do que os restantes.

5.4. Influência de fatores no comportamento dinâmico de estruturas

5.4.1. Temperatura

Diversos estudos (Woon & Mitchell, 1996) e (Xu & Santos, 2016) mostram que a temperatura tem um efeito direto na rigidez da estrutura, influenciando, portanto, as suas frequências naturais.

Na ponte de São João foram registadas as temperaturas do betão em diversas secções do tabuleiro, além da temperatura do ar, do ambiente exterior e interior. Para analisar o efeito térmico foram utilizadas temperaturas médias ao longo das espessuras obtidas às 6 horas da manhã no tabuleiro (secção 7).

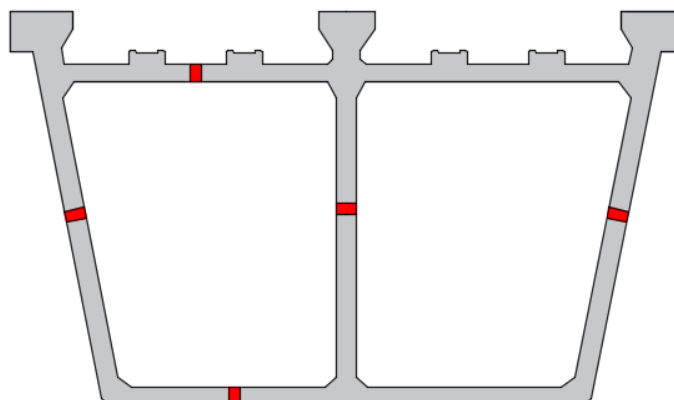


Figura 5.21 – Esquema da localização dos pares termoelétricos na secção 7.

Na Figura 5.22 é representada a variação das temperaturas obtidas, entre 1 de fevereiro e dia 30 de junho de 2016.

Pela análise das figuras consegue constatar uma evolução da temperatura, para os meses em estudo, sendo o mês de fevereiro a representar temperaturas mais baixas e o mês de junho foi o mês mais quente. Consegue-se verificar que a secção instrumentada a meio vão do maior tramo do tabuleiro (secção 7) representa uma tendência na variação de temperatura, com valores superiores às das verificadas no exterior da ponte e inferiores às do interior do tabuleiro, sendo a razão pela qual se optou por escolher esta temperatura como referência nas comparações futuras.

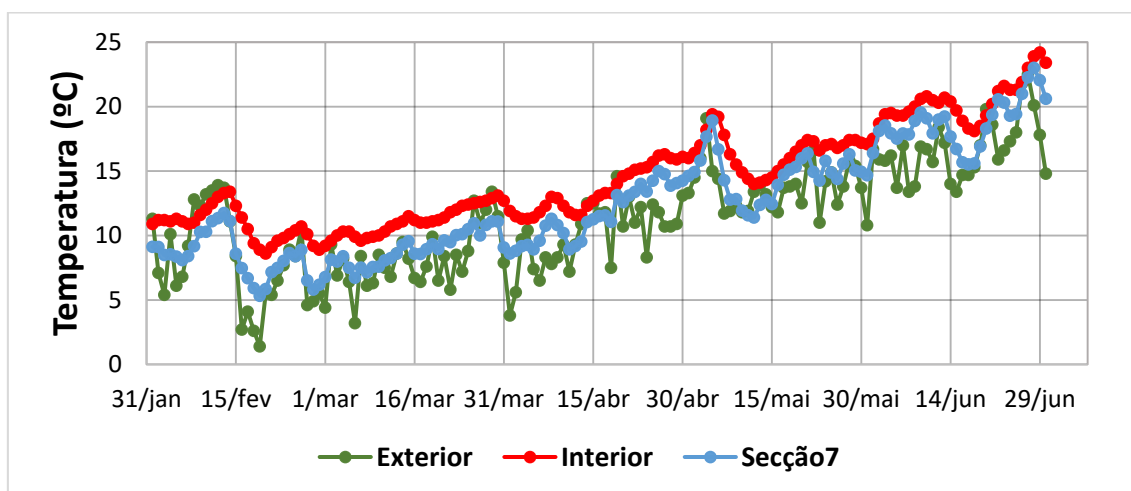


Figura 5.22 – Comparação de temperaturas obtidas.

A Tabela 5.7 contém os valores mínimos, médios e máximos das temperaturas medidas nos meses de fevereiro e de junho.

Tabela 5.7 – Valores das temperaturas obtidos nos meses considerados.

Fevereiro (°C)			Junho (°C)		
Temperatura Exterior			Temperatura Exterior		
Valor Mínimo	Valor Médio	Valor Máximo	Valor Mínimo	Valor Médio	Valor Máximo
1,4	8,06	13,9	13,4	16,66	22,5
Temperatura Interior			Temperatura Interior		
Valor Mínimo	Valor Médio	Valor Máximo	Valor Mínimo	Valor Médio	Valor Máximo
8,6	10,81	13,4	17,5	20,38	24,2
Temperatura S7			Temperatura S7		
Valor Mínimo	Valor Médio	Valor Máximo	Valor Mínimo	Valor Médio	Valor Máximo
5,32	8,35	11,74	15,52	18,74	23

Da Figura 5.23 à Figura 5.25 comparam-se as frequências de alguns modos de vibração transversais com os valores das temperaturas ao longo dos meses analisados. De igual modo, da Figura 5.26 à Figura 5.28 são comparados os modos de vibração verticais.

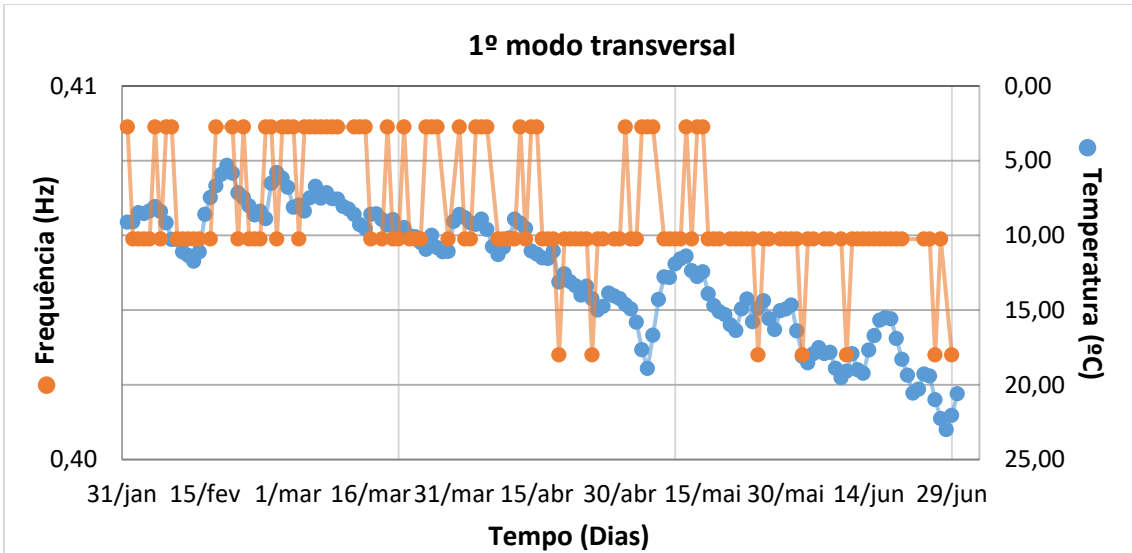


Figura 5.23 – Comparação entre a frequência do 1º modo transversal e a temperatura do tabuleiro (S7).

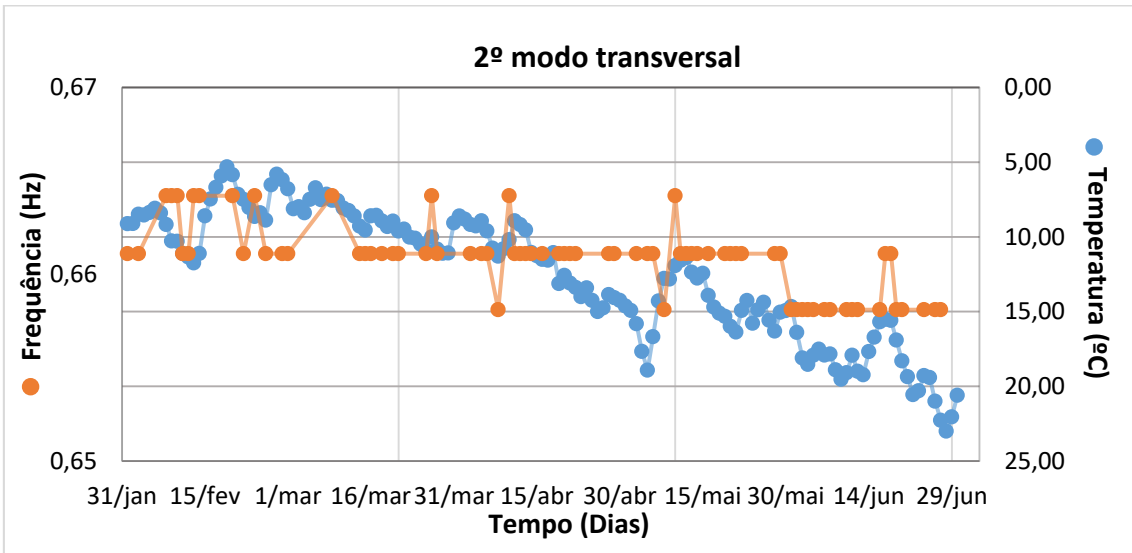


Figura 5.24 – Comparação entre a frequência do 2º modo transversal e a temperatura do tabuleiro (S7).

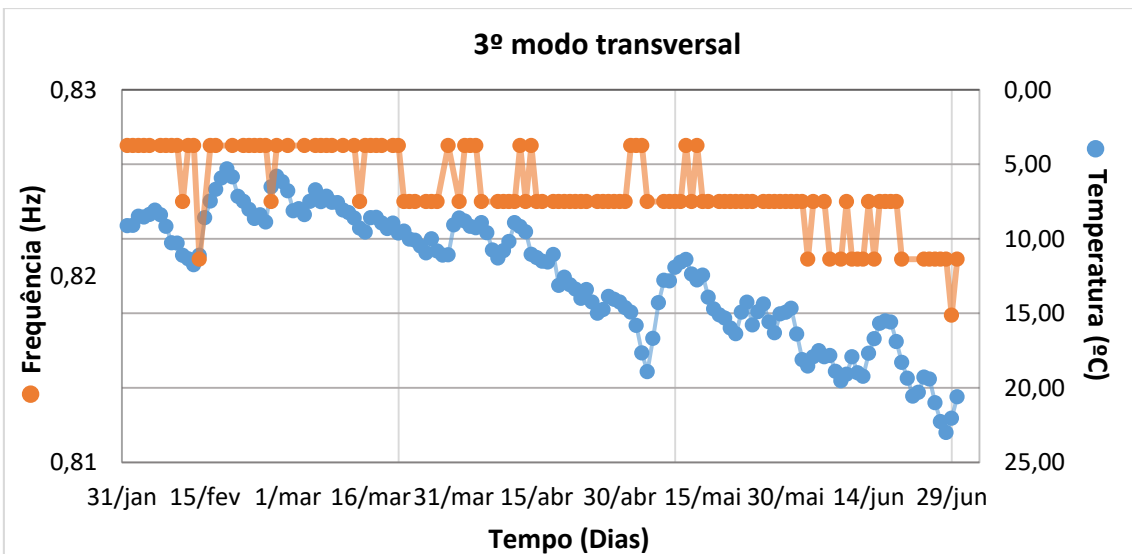


Figura 5.25 – Comparação entre a frequência do 3º modo transversal e a temperatura do tabuleiro (S7).

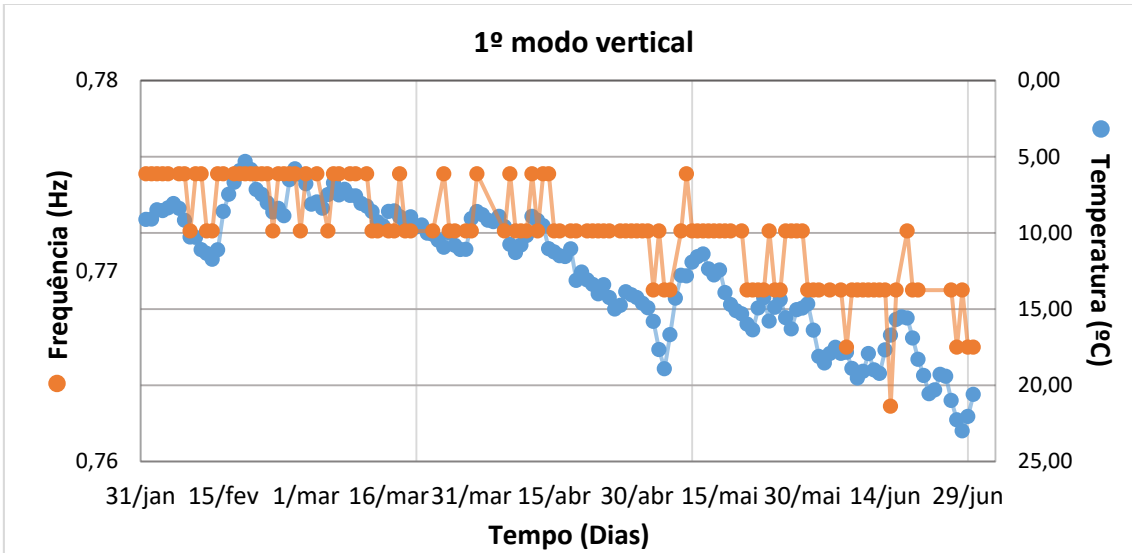


Figura 5.26 – Comparação entre a frequência do 1º modo vertical e a temperatura do tabuleiro (S7).

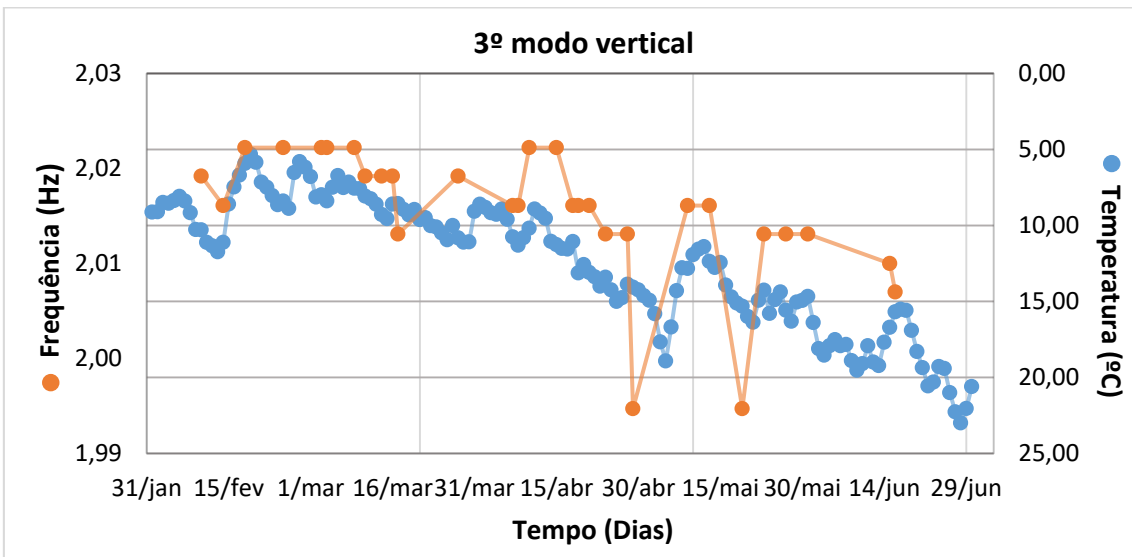


Figura 5.27 – Comparação entre a frequência do 3º modo vertical e a temperatura do tabuleiro (S7).

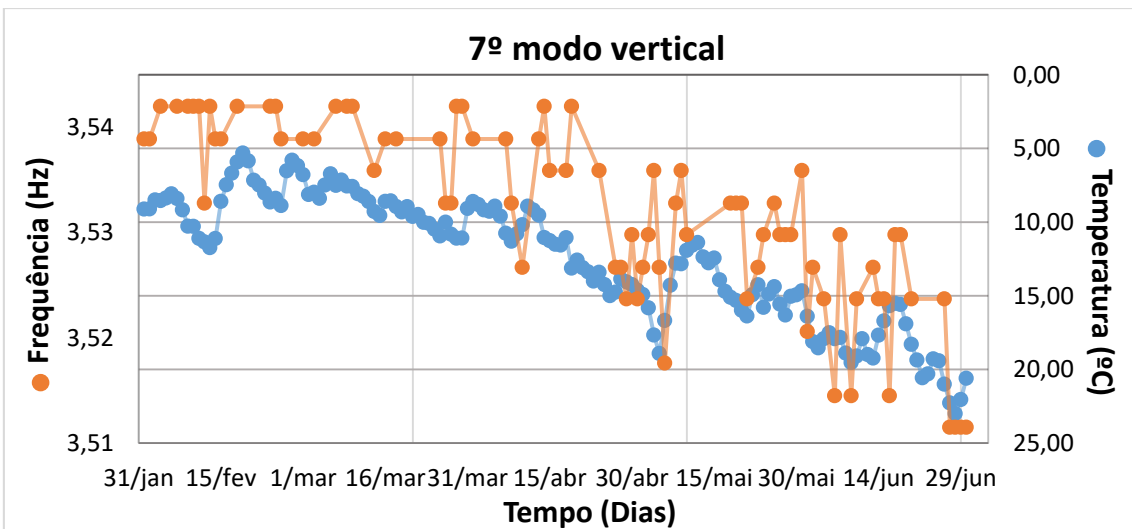


Figura 5.28 – Comparação entre a frequência do 7º modo vertical e a temperatura do tabuleiro (S7).

A análise dos resultados permite verificar uma tendência inversa entre as frequências dos modos de vibração e a temperatura.

Fevereiro foi o mês com as temperaturas mais baixas registradas no ano de 2016, durante o qual se identificaram os valores mais altos das frequências dos modos de vibração. Por outro lado, em junho, que foi o mês mais quente até à data de comparação dos resultados, verificou-se uma diminuição dos valores dessas frequências.

Atribui-se este fato à variação de rigidez da ponte devida à influência da temperatura. Destas figuras consegue-se verificar que quando se está perante temperaturas mais baixas a rigidez da ponte é mais elevada e, deste modo, aumentam as suas frequências. Para temperaturas mais elevadas consegue-se observar uma diminuição da rigidez através da diminuição das frequências dos modos de vibração.

Verifica-se ainda, que as frequências dos modos de vibração transversais são menos sensíveis à variação da temperatura.

5.4.2. Rigidez

A rigidez da estrutura é fortemente influenciado pelas características dos materiais que a compõem. No caso da Ponte em estudo, a rigidez global da estrutura depende diretamente do módulo de elasticidade dos betões que compõem o tabuleiro e os seus pilares.

Por forma a verificar a influência que a rigidez tem sobre as frequências de vibração da estrutura, num passo inicial será fixado o módulo de elasticidade do betão do tabuleiro (E_1) da ponte e alternado o módulo de elasticidade do betão utilizado nos pilares (E_2). Posteriormente, será realizado o estudo contrário, isto é, fixa-se o módulo de elasticidade dos pilares e alterna-se o módulo de elasticidade do betão do tabuleiro.

A análise dos resultados será efetuada com base no modelo numérico da ponte de São João, referido anteriormente, considerando uma restante carga permanente de 25 kN/m.

Da Tabela 5.8 à Tabela 5.9 são representadas as frequências identificadas para os três primeiros modos de vibração transversal e vertical para um módulo de elasticidade do betão do tabuleiro em alternância.

Na Tabela 5.10 estão representadas as frequências identificadas para os três primeiros modos de vibração transversais para uma variação do módulo de elasticidade do betão dos pilares. Na Tabela 5.11 apresentam-se os valores correspondentes aos três primeiros modos de vibração verticais.

Tabela 5.8 – Representação das três frequências transversais para diferentes valores do módulo de elasticidade do tabuleiro.

E1 (GPa) =	34,2	35,2	36,2	37,2	38,2
Modo nº	f (Hz)				
1	0,410	0,412	0,415	0,417	0,419
2	0,696	0,698	0,701	0,704	0,707
3	0,825	0,831	0,836	0,842	0,847

Tabela 5.9 – Representação das três frequências verticais para diferentes valores do módulo de elasticidade do tabuleiro.

E1 (GPa) =	34,2	35,2	36,2	37,2	38,2
Modo nº	f (Hz)				
1	0,744	0,752	0,759	0,767	0,774
2	1,693	1,705	1,717	1,728	1,739
3	2,041	2,070	2,098	2,126	2,153

Tabela 5.10 – Representação das três frequências transversais para diferentes valores do módulo de elasticidade dos pilares.

E2 (GPa) =	36,5	37,5	38,5	39,5	40,5
Modo nº	f (Hz)				
1	0,408	0,412	0,415	0,418	0,421
2	0,688	0,695	0,701	0,708	0,714
3	0,825	0,830	0,836	0,842	0,847

Tabela 5.11 – Representação das três frequências verticais para diferentes valores do módulo de elasticidade dos pilares.

E2 (GPa) =	36,5	37,5	38,5	39,5	40,5
Modo nº	f (Hz)				
1	0,753	0,756	0,759	0,762	0,765
2	1,698	1,707	1,717	1,726	1,735
3	2,096	2,097	2,098	2,099	2,100

Após uma análise das tabelas expostas é evidente que um aumento do módulo de rigidez dos pilares ou dos tabuleiros vai aumentar a frequência dos modos de vibração da estrutura analisada. Isso deve-se ao fato do módulo de elasticidade interferir na rigidez da estrutura e, pelo que foi observado no capítulo 2, a rigidez é diretamente proporcional à frequência.

Realizando um estudo mais detalhado da passagem de 37,2 GPa para 38,2 GPa do módulo de elasticidade do betão empregue no tabuleiro, resultou uma variação de 0,002 Hz nos primeiros modos transversais, 0,003 Hz para os segundos e, por fim, 0,005 Hz para os terceiros modos de vibração transversais. Por sua vez da alteração dos 39,5 GPa para os 40,5 GPa do módulo de elasticidade do betão dos pilares, houve uma variação de 0,003 Hz para os primeiros modos, 0,006 Hz para os segundos e terceiros

modos transversais. Para os mesmos casos, ao nível dos modos de vibração verticais, quando se alterou o módulo de elasticidade do betão do tabuleiro, verificou-se uma variação de 0,007 Hz entre os primeiros modos, 0,011 Hz para os segundos e 0,027 Hz para os terceiros modos. Em contrapartida, os valores foram de 0,003 Hz, 0,009 Hz e 0,001 Hz para os respetivos modos quando se mudou o módulo de elasticidade dos pilares para o último caso.

Verifica-se, desta forma, que as frequências dos modos de vibração verticais são mais sensíveis à alteração da rigidez da estrutura, o que também é comprovado pela análise do efeito térmico sobre a variação das frequências identificadas (ver 5.4.1).

Importa referir que foram empregues encastramentos ao nível da base dos pilares para tornar a estrutura mais rígida possível a fim de tentar obter valores de frequências mais elevadas. Por essa razão não foi efetuado um estudo mais detalhado na rigidez quando influenciada pelo tipo de apoios.

5.4.3. Massa

A massa da estrutura vai depender principalmente da sua restante carga permanente (RCP) considerada para o estudo da mesma. Como foi indicado anteriormente, aquando a calibração do modelo numérico, foi aplicada uma RCP de 25 kN/m. Contudo, e por forma a demonstrar melhor a influência desta massa sobre a Ponte sobre o rio Douro, a restante carga permanente vai sofrer uma variação na ordem dos 2,5 kN/m (cerca de 10% da RCP inicial) e o módulo de elasticidade do betão vai se manter igual aos valores indicados na Tabela 5.1.

Da Tabela 5.12 até à Tabela 5.13 são representadas as frequências identificadas para os três primeiros modos de vibração transversal e vertical, obtidas com o modelo numérico elaborado.

Tabela 5.12 – Representação das três frequências transversais com variação da restante carga permanente.

Modo nº	RCP= 30 kN/m	RCP= 27,5 kN/m	RCP= 25 kN/m	RCP= 22,5 kN/m	RCP= 20 kN/m
1	0,413	0,414	0,415	0,416	0,417
2	0,699	0,700	0,701	0,703	0,704
3	0,833	0,834	0,836	0,838	0,840

Tabela 5.13 – Representação das três frequências verticais com variação da restante carga permanente.

Modo nº	RCP= 30 kN/m	RCP= 27,5 kN/m	RCP= 25 kN/m	RCP= 22,5 kN/m	RCP= 20 kN/m
1	0,7552	0,7573	0,7590	0,7615	0,7637
2	1,7092	1,7132	1,7170	1,7214	1,7256
3	2,0840	2,0913	2,0980	2,1057	2,1131

Pela observação das tabelas anteriores, consegue-se constatar que as frequências iniciais de cada modo de vibração são suficientes para permitirem obter resultados sobre a influência que a massa tem sobre a estrutura.

Deste modo, quando se aumenta a restante carga permanente, observa-se uma diminuição equivalente da frequência natural de vibração. De forma inversa, quando o valor da restante carga permanente diminui ocorre um aumento da frequência natural de vibração. Deste modo é possível comprovar que a massa é inversamente proporcional à frequência natural da estrutura.

5.5. Considerações finais

O modelo numérico visa servir de base para serem feitas comparações, por essa razão visa-se que o mesmo represente valores próximos aos verificados diretamente na estrutura. O material e as condições de fronteira que são empregues durante a calibração desse modelo numérico interferem imenso nas características dinâmicas da estrutura.

Pelos processos de comparação dos resultados é ainda possível prever o comportamento da estrutura, no âmbito do controlo e monitorização de estruturas na engenharia civil, a médio e longo prazo.

A temperatura é inversamente proporcional à rigidez dos materiais constituintes da Ponte, nomeadamente ao nível dos módulos de elasticidade dos betões do tabuleiro e dos pilares. Tal situação se verificou pela comparação dos registos de acelerações diretamente com a temperatura ao longo do tempo obtidos pelo SHM.

Foram simuladas as variações da rigidez dos materiais e da massa com o modelo numérico elaborado. Verificou-se que a rigidez e a massa influenciam a estrutura de maneiras inversas. Isto é, a rigidez é diretamente proporcional às frequências naturais dos modos de vibração e, por sua vez, a massa é inversamente proporcional.

6. Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1. Síntese do trabalho

A monitorização do comportamento dinâmico de estruturas permite a avaliação das características estruturais através da determinação dos parâmetros modais e, desta forma, detetar a ocorrência de alguma alteração dessas características. Contudo, o elevado volume de informação gerado requer a utilização de algoritmos que realizem de forma automática o processamento dessa informação.

O presente trabalho teve como objetivo contribuir para o desenvolvimento do processo de automatização da identificação dinâmica de estruturas, através do desenvolvimento de um algoritmo para esse efeito e da sua aplicação aos dados provenientes do sistema de monitorização dinâmica da ponte de São João, procurando também avaliar a influência das variações ambientais nas suas características dinâmicas.

Assim, no segundo capítulo foi apresentada uma síntese dos princípios fundamentais na análise dinâmica de estruturas, designadamente, dos métodos de processamento e análise dos registos de acelerações. Foi, também, efetuada uma breve descrição dos três tipos de ensaios dinâmicos utilizados, referindo-se as vantagens e desvantagens associadas.

No terceiro capítulo apresenta-se o algoritmo para identificação modal implementado numa rotina em MatLab, baseado no método básico no domínio da frequência (BFD). Para validação deste algoritmo foi realizado em laboratório um ensaio de vibração de uma viga encastrada-apoiada.

O capítulo 4 é dedicado à vertente experimental da identificação das características dinâmicas do caso de estudo, a ponte de São João. Descreve-se a ponte e o seu sistema de monitorização, bem como os ensaios de vibração ambiental realizados. Foi aplicada a rotina desenvolvida para processar a informação recolhida do sistema de monitorização. Para processar a informação proveniente do ensaio de vibração ambiental recorreu-se a um programa comercial de identificação modal. Desta forma foi possível identificar dezassete frequências naturais, 9 transversais e 8 verticais, bem como a respetiva configuração modal.

No quinto capítulo procedeu-se ao desenvolvimento de um modelo numérico da ponte de São João e à sua calibração com os resultados obtidos nos ensaios realizados. Posteriormente, procedeu-se à avaliação da influência das variações ambientais nas características dinâmicas da ponte, nomeadamente a temperatura, analisando a

evolução das frequências ao longo do ano. Por fim, foi avaliada a influência da rigidez e da massa da estrutura através da simulação numérica.

6.2. Conclusões

Do trabalho realizado foi possível extrair algumas conclusões, que se referem de seguida:

- A caracterização dinâmica da estrutura, baseada nas vibrações registadas pelo sistema de monitorização da integridade estrutural durante o seu funcionamento, permite uma avaliação do estado global da estrutura em tempo real.
- O desenvolvimento de um processamento automático de análise modal operacional, associado ao sistema de monitorização dinâmica permanente, pela aplicação do método básico no domínio da frequência, permite obter os parâmetros modais das estruturas analisadas.
- Com recurso ao ensaio dinâmico de vibração foi possível obter as características dos modos de vibração da Ponte, possibilitando a calibração do modelo numérico. O modelo numérico calibrado funciona como uma referência para a interpretação dos resultados experimentais.
- Os resultados obtidos na ponte de São João permitiram validar o algoritmo desenvolvido. A aplicação desse método desenvolvido, nos três acelerómetros em cada direção, possibilitou a identificação de um número significativo de modos de vibração. A realização de um ensaio com um maior número de pontos de medição permitiu obter a correspondência entre os modos identificados e os calculados.
- A variação das frequências dos modos de vibração durante os meses analisados evidencia a influência da temperatura nos parâmetros modais.

6.3. Perspetivas Futuras

O algoritmo desenvolvido aplicado ao estudo dinâmico da ponte de São João permitiu a identificação das suas frequências transversais e verticais e respetivas configurações modais. Contudo, o método básico no domínio da frequência (BFD) utilizado não permite estimar os coeficientes de amortecimento modal de uma forma correta. Estes coeficientes poderão ser determinados através de um algoritmo baseado no método aperfeiçoado de decomposição do domínio da frequência (EFDD) ou de métodos mais sofisticados, como os métodos de análise no domínio do tempo SSI-COV e SSI-DATA.

O modelo numérico desenvolvido foi um modelo plano baseado em elementos de barra, não tendo sido possível estimar modos de torção nem uma correta identificação de

modos de ordem superior. O desenvolvimento de um modelo tridimensional mais detalhado permitirá uma simulação mais fidedigna do comportamento estrutural, superando essas limitações.

A criação de modelos numéricos não tem em consideração os efeitos ambientais pelo que seria interessante o desenvolvimento de um modelo que simulasse o efeito da temperatura no comportamento dinâmico das estruturas, de forma a permitir a avaliação dos efeitos estruturais associados.

Bibliografia

- Brincker, R., Zhang, L. & Andersen, P. (2000) - "*Output-Only Modal Analysis by Frequency Domain Decomposition*"; Aalborg Universitet.
- Caeiro, B. (2014) - "*Avaliação em Tempo Real de Forças em Cabos*"; Tese de Mestrado; ISEL; Lisboa.
- Caetano, E., Cunha, A. & Magalhães, F. (2010) - "*Novas perspectivas na análise do comportamento dinâmico de estruturas*"; Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões; pp. 23 - 34.
- Carvalho, A. (2013) - "*Estudo numérico e experimental sobre o comportamento dinâmico de um edifício*"; Tese de Mestrado; ISEL; Lisboa.
- Cavadas, F. (2008) - "*Monitorização e análise do comportamento de pontes metálicas antigas - a Ponte Eiffel*"; Tese de Mestrado; FEUP; Porto.
- Chopra, A. K. (1995) - "*Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Third Edition*", Prentice Hall, New Jersey.
- Computer and Structures (2015) - "*Analysis reference manual for SAP2000*"; Version 18.1.1.
- Costa, D. (2012) - "*Análise do comportamento dinâmico de uma ponte pedonal*"; Tese de Mestrado; ISEL; Lisboa.
- Cunha, Á. & Caetano, E. (2006) - "*Experimental Modal Analysis of Civil Engineering Structures*"; FEUP.
- Cunha, Á. & Caetano, E. (2010) - "*Monitorização dinâmica e identificação estrutural de pontes e estruturas de grande vão*"; XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural; Rio de Janeiro.
- Espada, M. (2010) - "*Desenvolvimento de modelos para análise dinâmica de estruturas. Aplicação a barragens de betão e estruturas auxiliares*"; Tese de Mestrado; ISEL; Lisboa.
- Ferreira, A. (2013) - "*Identificação modal e actualização de modelos de elementos finitos*"; Tese de Mestrado; Universidade Nova de Lisboa; Lisboa.
- Ferreira, C. (2010) - "*Estudo prévio de uma ponte ferroviária sobre o rio douro com tabuleiro misto aço-betão*"; Tese de Mestrado; IST; Lisboa.
- Figueiras, J. (2008) - "*Monitorização da integridade estrutural de obras de arte*"; Encontro Nacional de Betão Estrutural (BE2008); Guimarães; pp.79 - 92.

- Figueiredo, E. (2006) - "*Monitorização e avaliação do comportamento de obras de arte*"; Tese de Mestrado; FEUP; Porto.
- Figueiredo, E., Moldovan, I. & Marques, M. (2013) - "*Condition Assessment of Bridges: Past, Present and Future. A Complementary Approach*"; Universidade Católica de Lisboa; Lisboa.
- Guimarães, P. (2012) - "*Ensaio de vibração para determinação dos parâmetros dinâmicos de estruturas*"; Tese de Mestrado; Universidade do Minho Escola de Engenharia; Minho.
- Kenney, J. & Keeping E. (1962) – "*Mathematics of Statistics, Part One, Third Edition*"; Princeton, New Jersey: D.Van Nostrand Company, Inc.
- Magalhães, F. (2004) - "*Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*"; Tese de Mestrado; FEUP; Porto.
- Magalhães, F., Caetano, E. & Cunha, Á. (2004) - "*Desenvolvimento de software em matlab para identificação modal de pontes sob acções ambientais*"; Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica; pp.759 - 766.
- Magalhães, F., Cunha, Á. & Caetano, E. (2007) - "*Ensaio dinâmico de viadutos ferroviários: automatização de procedimentos de ensaio e processamento*"; Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões; pp.1 - 11.
- Magalhães, F., Cunha, Á. & Caetano, E. (2008) - "*Dynamic monitoring of a long span arch bridge*"; Engineering Structures 30.
- Magalhães, F., Cunha, Á. & Caetano, E. (2010) - "*Monitorização dinâmica contínua da ponte Infante D. Henrique*"; Encontro Nacional de Betão Estrutural (BE2010); Lisboa.
- Maia, N., Silva, J. M., He, J., Lieven, N., Lin, R., Skingle, G., To, W. & Urgueira, A. (1998) – "*Theoretical and Experimental Modal Analysis*"; editado por N. Maia e J. M. Silva; Research Studies Press; England.
- Martins, J. (2013) - "*Projecto de Execução de um Viaduto Ferroviário em Betão Armado e Pré-Esforçado*"; Projeto de Mestrado; ISEL; Lisboa.
- Meireles, J. (2007) - "*Análise dinâmica de estruturas por modelos de elementos finitos identificados experimentalmente*"; Tese de Doutoramento; Universidade do Minho; Guimarães; 2007.
- Mendes, P. (2005) - "*Observação e análise do comportamento dinâmico de barragens de betão sob excitação ambiente*"; Tese de Mestrado; IST; Lisboa.
- Mendes, P. (2012) - "*Sebenta de Dinâmica de Estruturas*"; ISEL; Lisboa.

- Mendes, Pedro (2012a) - "*Análise Dinâmica de uma estrutura. Estudo numérico e experimental*"; Tese de Mestrado; ISEL; Lisboa.
- Mendes, P. & Oliveira, S. (2008) - "*Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos*"; LNEC; Lisboa.
- Moutinho, C. (2007) - "*Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil*"; Tese de Doutoramento; FEUP; Porto.
- Neves, S. (2012) - "*Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*"; Tese de Mestrado; Universidade Nova de Lisboa; Lisboa.
- Oliveira, I. (2014) - "*Identificação das propriedades dinâmicas de um piso de ginásio*"; Tese de Mestrado; Universidade Nova de Lisboa; Lisboa.
- Overschee, P. Van & Moor, B. (1992) - "*N4SID: Subspace Algorithms for the Identification of Combined Deterministic-Stochastic Systems*"; California.
- Peeters, B. (2000) - "*System identification and damage detection in civil engineering*"; Ph.D. Thesis; Belgium: Department of Civil Engineering; K. U. Leuven.
- Penzien, J. & Clough, R. (1995) - "*Dynamics of structures. 3rd edition*"; Berkeley.
- Pimentel, R. (2008) - "*Caracterização do Tráfego Ferroviário e dos seus Efeitos em Pontes de Pequeno Vão*"; Tese de Mestrado; FEUP; Porto.
- Rocha, S. (2015) - "*Observação do Comportamento Dinâmico de Estruturas de Engenharia Civil*"; Tese de Mestrado; ISEL; Lisboa.
- Rodrigues, C., Félix, C. & Figueiras, J. (2013) - "*Monitorização Estrutural de Pontes com Sistemas em Fibra Ótica – Três Exemplos em Portugal*"; Labest.
- Rodrigues, J. (2004) - "*Identificação Modal Estocástica Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*"; Tese de Doutoramento; FEUP; Porto.
- Santos, J. (2016) - "*Monitorização Estrutural da Ponte 25 de Abril – da construção à atualidade*"; Congresso Rodoviário Português; LNEC; Lisboa.
- Santos, L.O. (2001) - "*Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão*"; Tese de Doutoramento; IST; Lisboa.
- Santos, L. O. (2014) - "*Monitoramento e Ensaio de Pontes*"; VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas; Rio de Janeiro.
- Santos, L.O., Santos, T.O., Xu, M., Santos, J., Silveira, P. (2012) - "*Monitorização do Comportamento Estrutural de Pontes Estaiadas*"; V Congresso brasileiro de Pontes e Estruturas; Rio de Janeiro.

- Sousa, J. (2015) - "*Utilização de Plataformas de Fonte Aberta no Controlo de Condição*"; Tese de Mestrado; ISEL; Lisboa.
- Structural Vibration Solutions (SVS) (2005) – "*ARTEMIS Extractor*", Denmark.
- Tavares, M. (2013) - "*Identificação modal e monitorização dinâmica de uma ponte em arco*"; Tese de Mestrado; FEUP; Porto.
- Ueta, V. (2015) - "*Análise de um sistema de vibração com três graus de liberdade: comparação entre três métodos de solução*"; Universidade Federal do Rio de Janeiro; Rio de Janeiro.
- Welch, P.D. (1967) - "*The Use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Time Averaging Over Short, Modified Periodograms*"; IBM Research Center; New York.
- Woon, C. & Mitchell, L. (1996) - "*Variations in Structural Dynamic Characteristics Caused by Changes in Ambient Temperature: Part I. Experimental*"; SPIE Vol. 2768: Proceedings of the 14th International Modal Analysis Conference; p. 963.
- Xu, M. & Santos, T.O. (2016) - "*Avaliação da condição estrutural baseada nos ensaios de medições de vibrações ambiente*"; II Encontro Luso-Brasileiro sobre Degradação de Estruturas de Betão; Lisboa.
- Xu, M., Santos, L.O. & Suleyman, N. (2016) - "*Observação e Análise do Comportamento dinâmico da Ponte Ferroviária de São João sobre o rio Douro*"; Encontro Nacional de Betão Estrutural; Coimbra.