



Calibração Experimental de um Modelo Numérico da Ponte Ferroviária da Baía

CLÁUDIA SANTOS OLIVEIRA

novembro de 2017

CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO NUMÉRICO DA PONTE FERROVIÁRIA DA BAIÁ

CLÁUDIA SANTOS OLIVEIRA (1120300)

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro (ISEP)

Co-Orientadores: Doutor Bruno José Afonso Costa (FEUP) e Professor Doutor Jorge Magalhães Mendes (ISEP)

OUTUBRO DE 2017

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Agradecimentos.....	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas	xxi
Capítulo 1 Introdução	1
Capítulo 2 A ponte ferroviária da Baia.....	13
Capítulo 3 Modelação numérica da ponte ferroviária da Baia	29
Capítulo 4 Ensaio dinâmico da ponte ferroviária da Baia	55
Capítulo 5 Calibração manual do modelo numérico	75
Capítulo 6 Considerações finais	101
Referências bibliográficas	105
Anexo 1	109

RESUMO

O presente estudo incidiu sobre a ponte ferroviária da Baía, pertencente à linha do Tâmega, tendo sido realizada a modelação numérica da estrutura, um ensaio dinâmico de vibração ambiental para a identificação das suas propriedades dinâmicas e, com base nos resultados do ensaio, a calibração manual do modelo numérico.

A modelação numérica tridimensional da ponte foi concretizada recorrendo ao programa comercial de elementos finitos Autodesk Robot Structural Analysis. A sua elaboração teve a necessidade de recorrer às informações de um levantamento geométrico, realizado em colaboração com entidades externas, uma vez que não foram fornecidos os projetos originais da ponte.

O ensaio de vibração ambiental teve como objetivo a identificação dos parâmetros modais da ponte, em particular as frequências de vibração, as configurações modais e os coeficientes de amortecimento. O ensaio foi realizado ao longo de 2 dias e envolveu a preparação de uma logística significativa em termos de equipamentos, materiais e meios necessários para a sua concretização. O pré-processamento dos sinais medidos foi realizada através de uma rotina MATLAB, e o processamento das séries temporais obtidas no ensaio foi realizado recorrendo ao programa ARTEMIS aplicando a versão melhorada do método da decomposição no domínio da frequência (EFDD).

Os parâmetros modais obtidos por via experimental, em particular as frequências naturais de vibração e as configurações modais, serviram de base para a calibração manual do modelo numérico, conseguida através da variação dos valores de alguns parâmetros numéricos, tais como o módulo de elasticidade do aço, as condições de apoio e a massa dos elementos não-estruturais. O parâmetro MAC serviu de base ao emparelhamento dos modos de vibração experimentais e numéricos.

Palavras-chave: Pontes metálicas ferroviárias, modelação numérica, ensaio de vibração ambiental, identificação dinâmica de estruturas, método EFDD, calibração manual

ABSTRACT

The present study focused on the Baia railway bridge belonging to the Tâmega line, with the numerical modelling of the structure, a dynamic ambient vibration test for the identification of its dynamic properties and, based on the results of the test, the calibration manual of the numerical model.

The three-dimensional numerical modelling of the bridge was accomplished using the finite element commercial program Autodesk Robot Structural Analysis. Its elaboration had to resort to the information of a geometric survey, carried out in collaboration with external entities, since the original designs of the bridge were not provided.

The aim of the ambient vibration test was to identify the modal parameters of the bridge, the vibration frequencies, the modal configurations and the damping coefficients. The test was carried out over 2 days and involved the preparation of a significant logistics in terms of the equipment, materials and means necessary for its accomplishment. The pre-processing of the measured signals was performed through a MATLAB routine, and the processing of the time series obtained in the test was performed using the ARTeMIS program applying the improved version of the frequency domain decomposition method (EFDD).

The experimental modal parameters, in particular the natural vibration frequencies and the modal configurations, served as the basis for the manual calibration of the numerical model, obtained by varying the values of some numerical parameters, such as the modulus of elasticity of the steel, the conditions of support and the mass of non-structural elements. The MAC parameter served as the basis for pairing of experimental and numerical vibration modes.

Key-words: Metallic railway bridges, numerical modelling, ambient vibration test, dynamic structure identification, EFDD method, manual calibration.

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação só foi possível graças ao contributo indispensável de diversas pessoas às quais quero deixar o meu agradecimento:

- Ao orientador, Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro, pela partilha de conhecimentos e disponibilização de bibliografia necessária à concretização deste trabalho, pelo tempo e ajuda despendido em todas as fases e pela oportunidade dada;
- Ao coorientador, Engenheiro Bruno José Afonso Costa, pela ajuda e partilha de conhecimentos efetuada ao longo de todo o desenvolvimento desta dissertação;
- Ao coorientador Professor Doutor Jorge Magalhães Mendes, por disponibilizar os meios necessários para que este trabalho fosse possível;
- Ao centro I&D CONSTRUCT e Laboratório de Estruturas do ISEP, pela disponibilização do equipamento necessário para a realização do ensaio de vibração ambiental.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Investigações anteriores	2
1.3	Objetivos e organização da dissertação	10
Capítulo 2	A ponte ferroviária da Baía	13
2.1	Localização e enquadramento histórico	13
2.2	Levantamento geométrico	14
2.3	Descrição geral da ponte	15
2.4	Descrição dos elementos estruturais	16
2.4.1	Longarinas	16
2.4.2	Carlingas	16
2.4.3	Vigas treliça – montantes	17
2.4.4	Vigas treliça – cordas superiores e inferiores	20
2.4.5	Contraventamentos das vigas treliça – travessas e diagonais	21
2.4.6	Vigas treliça – ligações nos nós	22
2.4.7	Vigas treliça – diagonais	23
2.4.8	Vigas treliça – desenhos	23
2.4.9	Elementos não estruturais	26
2.4.10	Aparelhos de apoio	27
2.4.11	Pilares e encontros	28
Capítulo 3	Modelação numérica da ponte ferroviária da Baía	29
3.1	Considerações iniciais	29
3.2	Modelo numérico de elementos finitos	29

ÍNDICE DE TEXTO

3.2.1	Descrição geral	29
3.2.2	Secções.....	30
3.2.3	Materiais	36
3.2.4	Aparelhos de apoio	37
3.2.5	Pilares.....	38
3.2.6	Configuração final dos apoios	39
3.2.7	Elementos não estruturais	40
3.2.8	Ligações estruturais	46
3.2.9	Deformada devido a ações permanentes	47
3.3	Análise modal	48
Capítulo 4	Ensaio dinâmico da ponte ferroviária da Baía	55
4.1	Introdução.....	55
4.2	Noções gerais	55
4.2.1	Aspetos básicos de processamento de sinal	55
4.2.2	Identificação dinâmica de estruturas: análise modal estocástica	57
4.3	Planeamento do ensaio de vibração ambiental	59
4.3.1	Equipamentos.....	61
4.3.2	Sistema de aquisição de dados.....	61
4.3.3	Configurações experimentais	63
4.3.4	Aspetos logísticos e de instalação de sensores	66
4.4	Identificação dos parâmetros modais.....	67
4.5	Análise de correlação entre os resultados numéricos (modelo inicial) e experimentais	71
Capítulo 5	Calibração manual do modelo numérico	75
5.1	Influência das condições de apoio.....	76
5.1.1	Cenário 1	76
5.1.2	Cenário 2	78
5.1.3	Cenário 3	80

5.2	Influência das constantes de rigidez das molas elásticas.....	82
5.2.1	Cenário 4	82
5.2.2	Cenário 5	83
5.2.3	Cenário 6	85
5.3	Influência do módulo de elasticidade do aço – cenário 7.....	87
5.4	Influência da variação da massa – cenário 8.....	88
5.5	Combinação de variação de parâmetros	90
5.5.1	Cenário 9	90
5.5.2	Cenário 10	91
5.5.3	Cenário 11	93
5.5.4	Cenário 12	95
5.5.5	Cenário 13	96
5.6	Análise de correlação numérico-experimental	98
Capítulo 6	Considerações finais	101
6.1	Conclusões.....	101
6.2	Desenvolvimentos futuros	103
	Referências bibliográficas	105
	Anexo 1	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Ponte ferroviária de Antuã (adaptado de Santos (2014)).	2
Figura 1.2 – Ensaio de vibração ambiental: Séries temporais de resposta e tratamento de dados (adaptado de Santos (2014)).	3
Figura 1.3 – Espectro normalizado dos valores singulares obtido pelo método EFDD (Santos,2014).	4
Figura 1.4 – Modos de vibração identificados experimentalmente e comparação com os modos numéricos (adaptado Santos (2014)).	4
Figura 1.5 – Ponte ferroviária de São Lourenço (Ribeiro, 2012).	5
Figura 1.6 – Identificação dos parâmetros modais pelo método EFDD (Ribeiro,2012).	6
Figura 1.7 – Resultados experimentais (adaptado de Ribeiro, 2012).	7
Figura 1.8 – Viaduto ferroviário de Alverca (Malveiro et al. (2013)).	8
Figura 1.9 – Ensaio de vibração ambiental (adaptado de Malveiro et al. (2013)).	9
Figura 1.10 – Comparação de parâmetros modais antes e após calibração dos modos globais (adaptado de Malveiro et al. (2013)).	9
Figura 2.1 – Localização da ponte ferroviária da Baia.	13
Figura 2.2 – Ponte ferroviária da Baia: passagem de uma automotora diesel.	14
Figura 2.3 – Identificação da última intervenção realizada na ponte da Baia.	14
Figura 2.4 – Levantamento geométrico da ponte da Baia.	15
Figura 2.5 – Alçado da ponte da Baia.	15
Figura 2.6 – Longarinas.	16
Figura 2.7 – Carlingas.	17
Figura 2.8 – Montantes dos encontros.	18
Figura 2.9 – Secções transversais dos montantes dos encontros.	18
Figura 2.10 – Montantes dos pilares.	19

Figura 2.11 – Secções transversais dos montantes dos pilares.....	19
Figura 2.12 – Montantes intermédios.	20
Figura 2.13 – Cordas da viga treliça.....	21
Figura 2.14 – Reforço da corda inferior da viga treliça.....	21
Figura 2.15 – Travessas.	22
Figura 2.16 – Pormenor de ligação das diagonais do contraventamento superior.	22
Figura 2.17 – Ligações gousset das diagonais de contraventamento.....	22
Figura 2.18 – Diagonais de contraventamento lateral.....	23
Figura 2.19 – Secções transversais dos elementos das vigas treliça: diagonais, montantes e cordas superior e inferior.....	24
Figura 2.20 – Secções transversais dos contraventamento.	25
Figura 2.21 – Pormenores de elementos não-estruturais.....	26
Figura 2.22 – Corte transversal e vista interior da ponte ferroviária da Baía.	26
Figura 2.23 – Aparelho de apoio simples.....	27
Figura 2.24 – Aparelho de apoio duplo localizado num dos pilares.....	27
Figura 2.25 – Pilares e encontros em alvenaria de pedra.	28
Figura 2.26 – Secção transversal tipo dos pilares em alvenaria de pedra de granito.	28
Figura 3.1 – Modelo global da estrutura da ponte metálica da Baía.....	30
Figura 3.2 – Deslocamentos relativos dos centros de gravidade das barras.	36
Figura 3.3 – Condições de apoio nos encontros com a definição do ponto de rotação do apoio.	37
Figura 3.4 – Condições de apoio utilizadas sobre os pilares.	39
Figura 3.5 – Esquema final dos apoios do modelo numérico.	40
Figura 3.6 – Pormenor do posicionamento dos carris.....	44
Figura 3.7 – Massa dos elementos não-estruturais e dos elementos estruturais.....	46
Figura 3.8 – Esquema geral das libertações.....	46
Figura 3.9 – Aplicação de descontinuidades nas diagonais de contraventamento.....	47
Figura 3.10 – Deformada do tabuleiro devido ao peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais.	47

Figura 3.11 – Modo de vibração local dos contraventamentos horizontais.	48
Figura 3.12 – Caso de carga: contraventamento horizontal.	49
Figura 3.13 – Conversão em massa dos casos de carga relativos aos pesos estruturais e não-estruturais.	49
Figura 3.14 – Modos de vibração do modelo numérico.	50
Figura 3.15 – AutoMAC entre os modos de vibração numéricos.	53
Figura 4.1 – Aliasing (retirado de URL: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:CPT-sound-nyquist-theorem-1.5percycle.svg).	56
Figura 4.2 – Quantização do sinal analógico (retirado de URL: https://multimediabasica.weebly.com/tecnologias-multimeacutedia.html).	56
Figura 4.3 – Metodologia identificação parâmetros modais: EFDD.	58
Figura 4.4 – Sistema de aquisição de dados cDAQ-9172, incluindo os módulos NI 9234, e computador portátil.....	61
Figura 4.5 – Painel frontal de aquisição da rotina desenvolvida no programa LabView.	62
Figura 4.6 – Programa LabView – diagrama de blocos.	62
Figura 4.7 – Configurações da aquisição do sinal.	63
Figura 4.8 – Técnica de ensaio com pontos de referência fixos (adaptado de Rodrigues, 2004).	63
Figura 4.9 – Configurações experimentais utilizadas no ensaio de vibração ambiental da Ponte da Baía.	64
Figura 4.10 – Pormenores da execução do ensaio de vibração ambiental.	66
Figura 4.11– Pormenores do ensaio vibração ambiental.	66
Figura 4.12 – Medições da temperatura.	67
Figura 4.13 – Técnica de excitação forçada da estrutura.	67
Figura 4.14 – Leitura, pré-processamento e processamento das séries de registos.....	68
Figura 4.15 – Séries temporais das acelerações.	68
Figura 4.16 – Valores singulares da matriz das funções de densidade espectral.....	69
Figura 4.17 - Configurações dos modos de vibração experimentais.	69
Figura 4.18 – Matriz autoMAC dos modos experimentais.....	71

Figura 4.19 – Matriz MAC entre os modos de vibração numéricos (modelo inicial) e experimentais.	72
Figura 5.1 – Condições de apoio: cenário 1.	76
Figura 5.2 – Configurações do modo 3Tr: a) experimental; b) modelo numérico.	77
Figura 5.3 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 1.	78
Figura 5.4 – Condições de apoio: cenário 2.	78
Figura 5.5 – Configuração numérica do modo 2V: a) planta; b) alçado lateral.	79
Figura 5.6 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 2.	80
Figura 5.7 – Condições de apoio: cenário 3.	80
Figura 5.8 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 3.	81
Figura 5.9 – Condições de apoio: cenário 4.	82
Figura 5.10 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 4.	83
Figura 5.11 – Condições de apoio: cenário 5.	84
Figura 5.12 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 5.	85
Figura 5.13 – Condições de apoio: cenário 6.	85
Figura 5.14 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 6.	86
Figura 5.15 – Matrizes de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 7.	88
Figura 5.16 – Matrizes de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 8.	89
Figura 5.17 – Condições de apoio: cenário 9.	90
Figura 5.18 – Matriz de correlação MAC para os modos numéricos e experimentais, cenário 9.	91
Figura 5.19 – Condições de apoio: cenário 10.	92
Figura 5.20 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 10.	93
Figura 5.21 – Condições de apoio: cenário 11.	93
Figura 5.22 – Matriz de correlação MAC para os modos numéricos e experimentais: cenário 11.	94
Figura 5.23 – Condições de apoio: cenário 12.	95
Figura 5.24 – Modo de vibração 9 (numérico) correspondente ao modo 3V (experimental).	96
Figura 5.25 – Matriz de correlação MAC para os modos numéricos e experimentais: cenário 12.	96
Figura 5.26 – Condições de apoio: cenário 13.	97

Figura 5.27 – Matriz de correlação MAC para os modos numéricos e experimentais: cenário 13.98

Figura 5.28 – Análise comparativa das frequências experimentais e numéricas, antes e após calibração do modelo.98

Figura 5.29 – Análise comparativa dos valores do MAC antes e após calibração do modelo numérico....99

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Características geométricas das secções transversais dos diferentes tipos de perfis da estrutura metálica.....	31
Tabela 3.2 – Características do aço utilizado na modelação do tabuleiro.....	36
Tabela 3.3 – Características geométricas de cálculo do pilar.....	38
Tabela 3.4 – Pesos dos elementos não-estruturais.....	40
Tabela 3.5 – Cargas totais para contabilização da massa não-estrutural.....	45
Tabela 4.1 – Características técnicas dos acelerómetros.....	61
Tabela 4.2 – Análise de correlação modos experimentais e numéricos.....	72
Tabela 5.1 – Resultados para o cenário 1.....	77
Tabela 5.2 – Resultados para o cenário 2.....	79
Tabela 5.3 – Resultados para o cenário 3.....	81
Tabela 5.4 – Resultados para o cenário 4.....	83
Tabela 5.5 – Resultados para o cenário 5.....	84
Tabela 5.6 – Resultados para o cenário 6.....	86
Tabela 5.7 – Influência do módulo de elasticidade do aço nos parâmetros modais da ponte: cenário 7.....	87
Tabela 5.8 – Influência da massa dos elementos não-estruturais nos parâmetros modais da ponte: cenário 8.....	89
Tabela 5.9 – Resultados para a variação do parâmetro massa, cenário 9.....	91
Tabela 5.10 – Resultados para o cenário 10.....	92
Tabela 5.11 – Resultados para o cenário 11.....	94
Tabela 5.12 – Resultados para o cenário 12.....	95
Tabela 5.13 – Resultados para o cenário 13.....	97

Tabela 6.1 – Comparação dos parâmetros modais obtidos por via numérica, após calibração, e experimentais.....103

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A evolução e o crescimento da velocidade de circulação ferroviária e aumento do nível de carga acarretam exigências estruturais para as quais as pontes ferroviárias antigas não foram dimensionadas. Por conseguinte, muitas pontes encontram-se inabilitadas para satisfazer as necessidades atuais de forma segura e cómoda sem realizar qualquer tipo de intervenção. A sua correta utilização implica, desta forma, uma reavaliação da estrutura de modo a garantir que os requisitos estabelecidos são cumpridos e não estejam a ser induzidos esforços que levem à sua rápida degradação.

Nesta reavaliação estrutural acresce ainda a dificuldade de geralmente se tratarem de pontes centenárias onde existe uma elevada incerteza em relação à caracterização das propriedades dos materiais constituintes e uma escassez de informação de projetos (e de intervenções de manutenção, reabilitação e/ou reforço realizadas à *posteriori*). Em muitas situações as propriedades mecânicas dos materiais utilizados são diferentes das dos materiais utilizados atualmente.

Neste contexto, têm sido estudadas diferentes estratégias de intervenção e análise destas estruturas, nomeadamente no que diz respeito ao desenvolvimento de técnicas dinâmicas de caracterização experimental "*in situ*" além da implementação de metodologias numéricas de simulação do seu comportamento. A realização de ensaios "*in situ*" poderá acarretar alguns inconvenientes na sua normal utilização, nomeadamente levar ao encerramento temporário da ponte causando desconforto e incómodo aos utilizadores, porém, o recurso a ensaios de vibração ambiental permitiu colmatar este constrangimento.

Na avaliação do comportamento dinâmico das estruturas são recorrentemente utilizados modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos, os quais envolvem um conjunto de simplificações que introduzem erros que podem ser significativos, principalmente quando se tratam de estruturas antigas. A calibração dos modelos numéricos com base nos resultados dos ensaios dinâmicos, permitirá minimizar os erros das aproximações realizadas durante o processo de modelação numérica através dos elementos finitos. O modelo numérico calibrado permite então reproduzir de forma mais fiável o

comportamento real da estrutura, servindo de base para posteriores análises estruturais, estáticas e dinâmicas.

Neste contexto, apresenta-se, na secção seguinte, os resultados de alguns estudos realizados no âmbito da análise dinâmica de pontes ferroviárias que envolveram a elaboração de modelos numéricos de elementos finitos e a realização de ensaios dinâmicos, com o objetivo principal de avaliar as propriedades modais da estrutura, de forma a serem utilizadas como parâmetros de referência no processo de calibração dos modelos numéricos.

1.2 INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

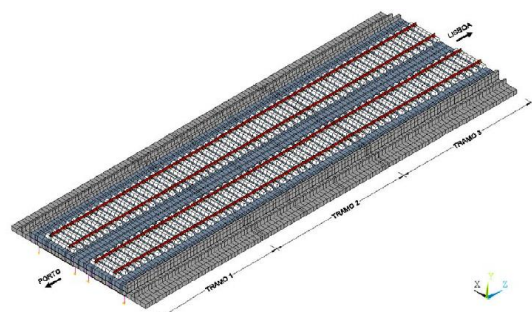
Santos (2014) apresentou a modelação numérica da ponte ferroviária de Antuã com base num modelo numérico de elementos finitos tridimensional, assim como os resultados de um ensaio dinâmico de vibração ambiental que possibilitou a identificação das suas propriedades dinâmicas (configurações modais, frequências naturais de vibração e coeficientes de amortecimento). Com base nos resultados experimentais foi realizada a calibração automática do modelo numérico com base em algoritmos genéticos.

A ponte Antuã localiza-se ao km 286+864 da linha do Norte, e apresenta um desenvolvimento total de 44.35m com traçado reto e suporta duas vias de circulação ferroviárias (Figura 1.1a). A ponte apresenta 4 tramos simplesmente apoiados, e cada tabuleiro assenta sobre pilares e encontros por intermédio de aparelhos de apoio do tipo “*pot bearing*”. Os tabuleiros de suporte a cada uma das vias ferroviárias encontram-se separados por meio de uma junta longitudinal.

A modelação numérica de elementos finitos tridimensional incidiu sobre os três primeiros tramos recorrendo ao programa comercial ANSYS. O modelo de elementos finitos desenvolvido encontra-se representado na Figura 1.1b), onde se pode verificar a inclusão da via-férrea. A modelação da via-férrea incluiu o balastro, as travessas, as palmilhas e os carris.



a) Vista geral



b) Modelo numérico tridimensional de elementos finitos

Figura 1.1 – Ponte ferroviária de Antuã (adaptado de Santos (2014)).

Foi efetuada uma análise da influência da inclusão da via-férrea no comportamento global da estrutura e na análise modal, tendo-se concluído que a sua inclusão conferia uma maior continuidade entre os dois tabuleiros, conduzindo ao aumento das frequências naturais de vibração. Desta forma, e face aos resultados obtidos, foi realçada a importância da inclusão da via-férrea no modelo numérico para a reprodução mais real do comportamento da estrutura.

O ensaio dinâmico de vibração ambiental envolveu a medição da resposta dinâmica na direção vertical em 26 pontos através de 4 configurações experimentais distintas. A técnica de ensaio implementada consistiu na utilização de pontos de referência fixos (4 acelerómetros de referência) e pontos de medida móveis (8 acelerómetros móveis). Através do programa ARTEMIS (2011) e recorrendo a um método de identificação modal no domínio da frequência (método EFDD), foi realizada a identificação dos parâmetros modais da estrutura. Na Figura 1.2a) é possível visualizar o exemplo do registo temporal proveniente de um dos acelerómetros utilizados no ensaio, e na Figura 1.2b) ilustra-se a forma como o programa ARTEMIS organiza a informação dos graus de liberdade medidos e a sua compatibilização geométrica.

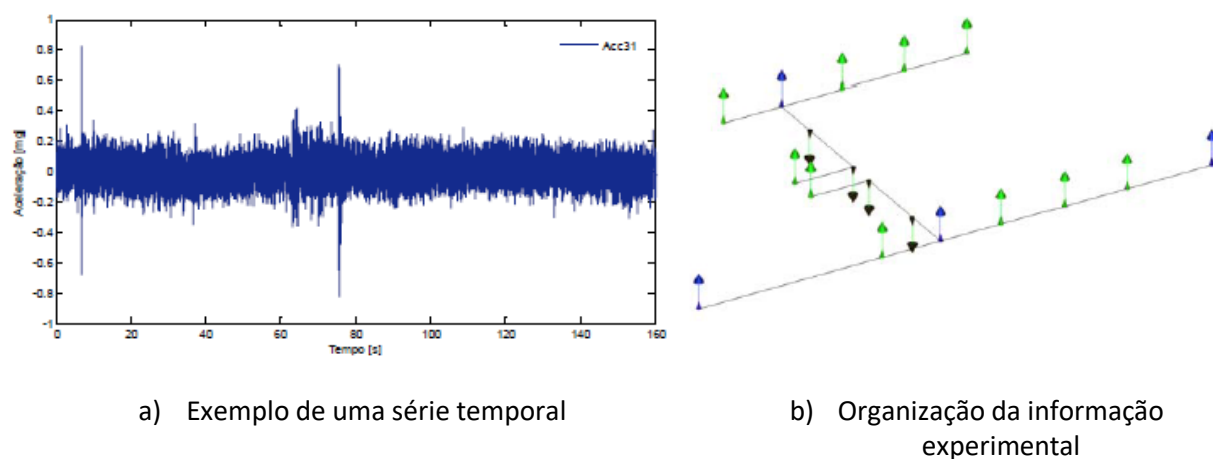


Figura 1.2 – Ensaio de vibração ambiental: Séries temporais de resposta e tratamento de dados (adaptado de Santos (2014)).

A identificação dinâmica realizada permitiu a obtenção de 6 modos de vibração. A Figura 1.3 possibilita a visualização do espectro dos valores singulares médios e normalizados de todas as configurações experimentais realizadas.

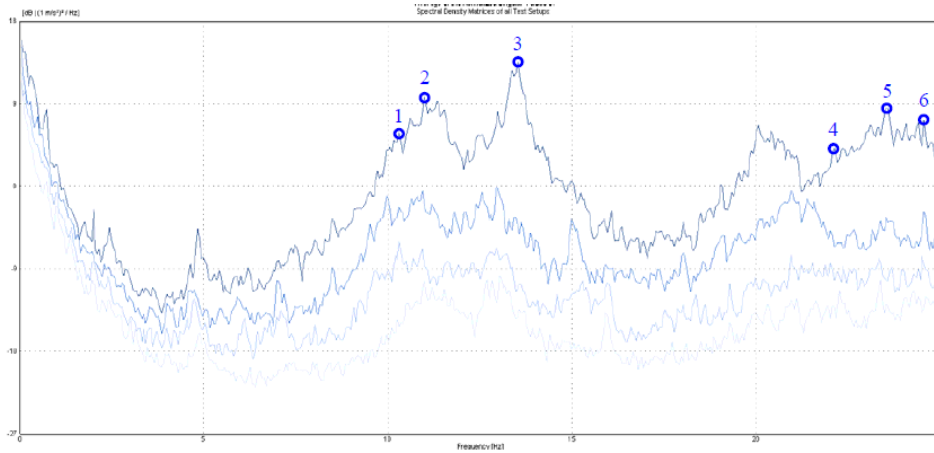


Figura 1.3 – Espectro normalizado dos valores singulares obtido pelo método EFDD (Santos,2014).

Na Figura 1.4 apresentam-se os modos de vibração obtidos experimentalmente, e as respectivas frequências, assim como o erro relativo em relação às correspondentes frequências numéricas e os valores do parâmetro MAC (*Modal Assurance Criterion*). O emparelhamento dos modos de vibração experimentais e numéricos foi realizado com base no parâmetro MAC.

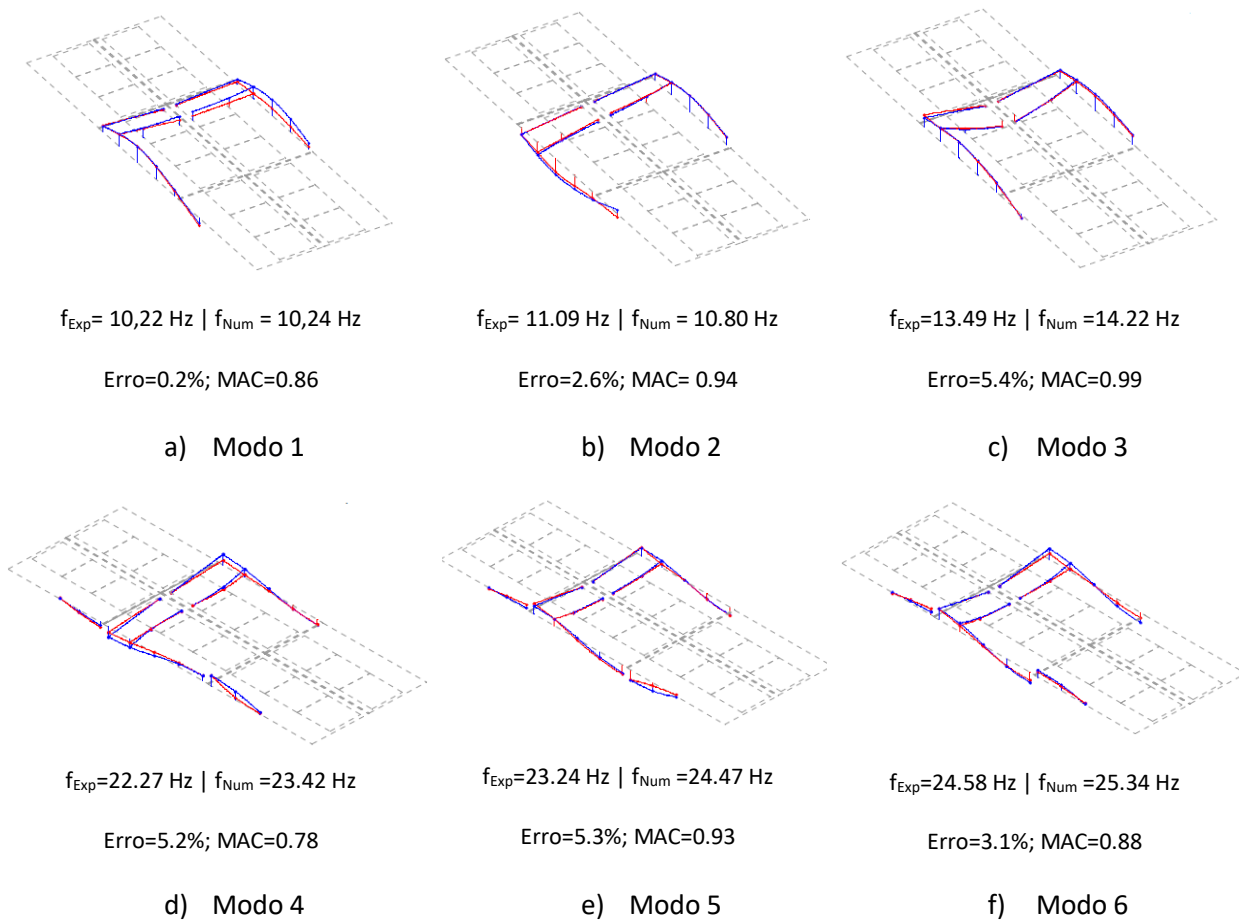


Figura 1.4 – Modos de vibração identificados experimentalmente e comparação com os modos numéricos (adaptado Santos (2014)).

Verificaram-se resultados positivos na medida em que o erro médio das frequências após a calibração situou-se em 3.63% e o MAC médio é da ordem de 0.90. O autor concluiu assim que a técnica de calibração do modelo numérico assente em algoritmos genéticos foi eficiente permitindo uma excelente aproximação aos resultados experimentais.

Ribeiro (2012) realizou dinâmica calibração experimental da ponte ferroviária de São Lourenço com base em parâmetros modais. Este estudo envolveu, genericamente, a realização de um modelo tridimensional de elementos finitos da estrutura, e a concretização de um ensaio de vibração ambiental para avaliar as suas propriedades dinâmicas, tendo em vista a calibração do modelo numérico.

A ponte ferroviária de São Lourenço do tipo “*bowstring*”, localiza-se ao km +158.662 da linha do Norte, próximo da localidade de Vermoil, concelho de Pombal. Trata-se de uma ponte com uma extensão total de 42 metros, constituída por dois tabuleiros, simplesmente apoiados nos encontros através de aparelhos de apoio do tipo “*pot bearing*”, e separados por uma junta longitudinal. Na Figura 1.5a) apresenta-se a vista geral da ponte ferroviária São Lourenço e na Figura 1.5b) o modelo numérico de elementos finitos desenvolvido no programa comercial ANSYS.

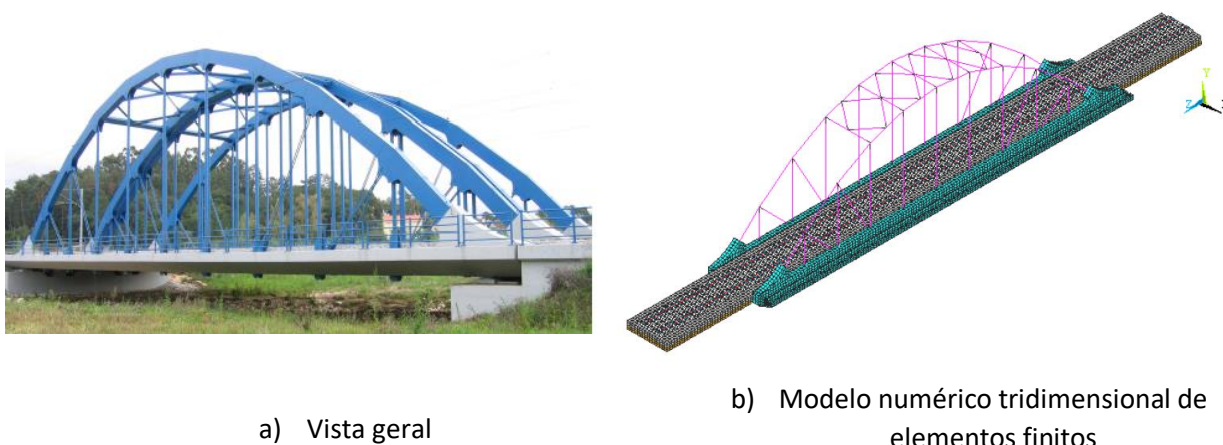


Figura 1.5 – Ponte ferroviária de São Lourenço (Ribeiro, 2012).

O modelo numérico incluiu a modelação do tabuleiro de betão, via-férrea e da estrutura metálica. De realçar, à semelhança do caso anterior, a importância da inclusão da via-férrea no modelo numérico de forma a retratar convenientemente o comportamento real da estrutura. A análise modal efetuada consistiu na obtenção dos modos de vibração globais, associados a vibrações do tabuleiro e arcos, e locais, associados a vibrações dos elementos do arco como montantes e diagonais.

O ensaio de vibração ambiental foi realizado em duas fases: a primeira envolveu medições apenas no tabuleiro, tendo em vista a identificação dos modos globais, e uma segunda fase onde se realizaram medições no tabuleiro e no arco, tendo em vista a identificação dos modos globais e locais e caracterizar a interação do comportamento dinâmico do tabuleiro com o arco. A primeira fase do ensaio envolveu a

medição das respostas dinâmicas em 34 pontos de medida, perfazendo 6 *setups*, e onde os acelerómetros foram posicionados no alinhamento das vigas principais do tabuleiro. A segunda fase envolveu a medição de acelerações em 35 pontos, organizada em 7 *setups*, com os acelerómetros posicionados nos vários elementos do arco, criteriosamente escolhidos, e no tabuleiro ao longo do mesmo alinhamento referido para a primeira fase do ensaio. A técnica de ensaio implementada foi a de pontos de referência fixos.

Ambas as fases do ensaio dinâmico envolveram a aplicação de uma excitação externa e forçada por intermédio de um martelo de impulsos e pela ação de saltos de indivíduos realizados de forma aleatória. Desta forma procurou-se obter melhorias ao nível da relação sinal-ruído e excitar a estrutura numa gama de frequências mais ampla.

A identificação dinâmica dos parâmetros modais da estrutura recorreu ao programa ARTeMIS (2009) com a aplicação do método da versão melhorada da decomposição no domínio da frequência (EFDD). A título de exemplo, para a primeira fase de medições, foi possível identificar 14 modos globais associados ao tabuleiro. Na Figura 1.6 é possível visualizar o espectro dos valores singulares médio e normalizado com o destaque dos picos correspondentes aos modos identificados.

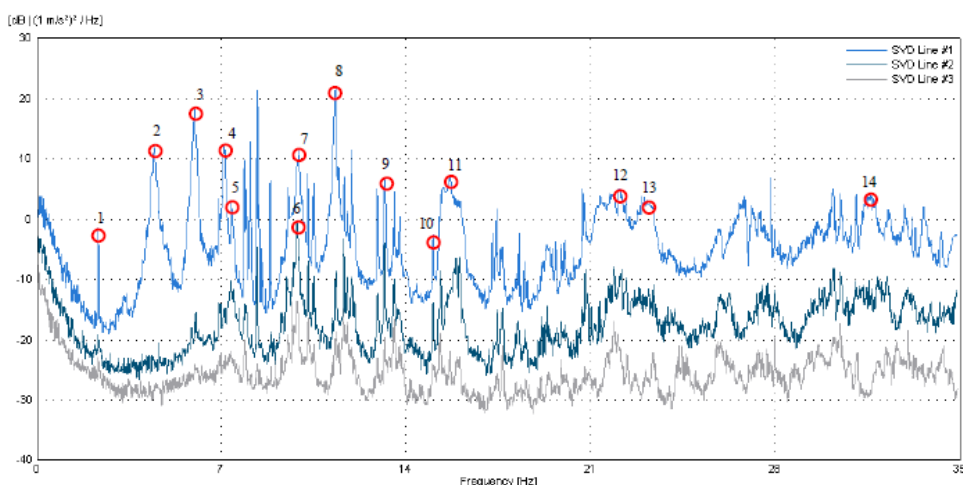


Figura 1.6 – Identificação dos parâmetros modais pelo método EFDD (Ribeiro,2012).

O autor destaca a eficácia do método EFDD para a determinação dos modos de vibração com frequências naturais próximas. No cômputo geral, alude ainda ao sucesso revelado na boa qualidade de definição das configurações modais.

A calibração do modelo tridimensional de elementos finitos foi realizada tendo em conta os resultados obtidos nas duas fases de ensaio, onde desenvolveu uma análise de sensibilidade, otimização e análise de correlação. A otimização do modelo numérico foi realizada a partir do programa OptiSLang (2008) recorrendo a um algoritmo genético.

A correlação dos modos experimentais com os numéricos foi efetuada recorrendo ao critério de garantia modal (MAC) e ao critério energético de deformação modal (EMAC). Na generalidade das análises de sensibilidade efetuadas no âmbito do emparelhamento dos modos, o autor destaca a facilidade de emparelhamento dos modos aplicando o parâmetro energético EMAC, tanto no processo de rejeição de modos locais como no emparelhamento dos modos de vibração com frequências naturais próximas. Relativamente aos resultados obtidos no processo de calibração, no caso dos modos globais, o valor médio do parâmetro MAC passou de 0.867 antes da calibração para 0.894 após a calibração, considerando a totalidade dos modos identificados. No que diz respeito ao erro médio das frequências, para os modos globais, passou de 4.7% antes da calibração e 1.7% após calibração.

A título de exemplo, na Figura 1.7, apresentam-se os primeiros 4 modos de vibração obtidos por via experimental e numérica após a calibração.

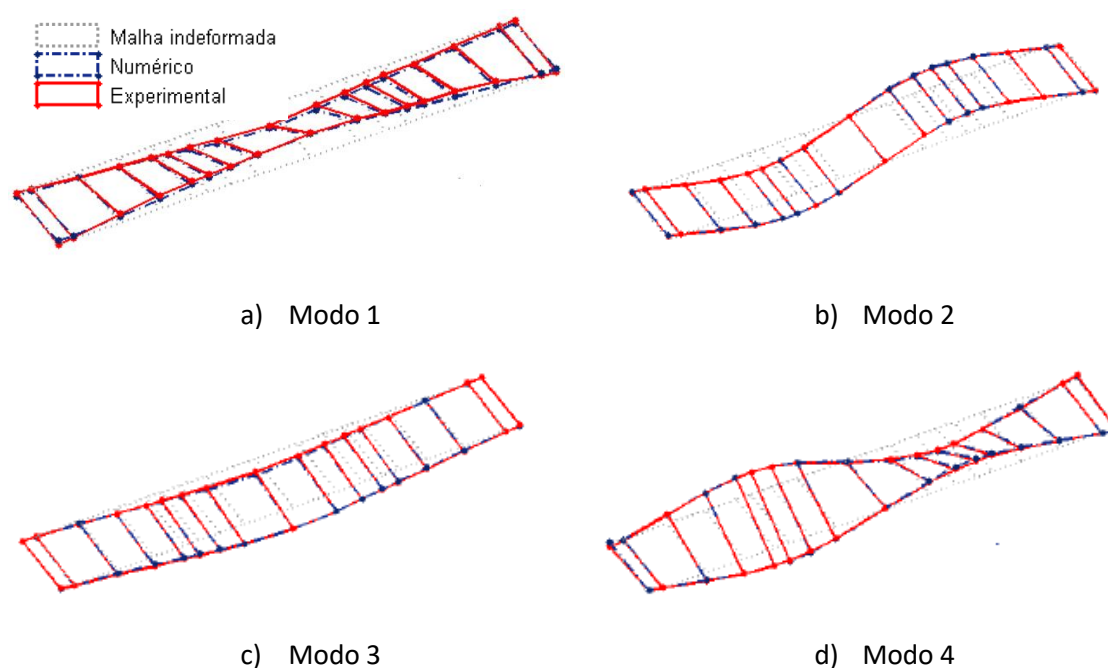


Figura 1.7 – Resultados experimentais (adaptado de Ribeiro, 2012).

O autor destaca as melhorias significativas obtidas no processo de calibração, comprovando-se a eficiência do método aplicado na otimização do modelo numérico.

Malveiro et al. (2013) concretizaram a calibração experimental de um modelo numérico do viaduto ferroviário de Alverca. Os estudos envolveram o desenvolvimento de um modelo numérico de elementos finitos, a realização de um ensaio dinâmico de vibração ambiental e, com base nos resultados experimentais obtidos, a calibração do modelo numérico.

O viaduto ferroviário de Alverca, comporta apenas uma única via férrea, e situa-se ao km +18.676 da linha do norte. O viaduto apresenta um comprimento total de 1091 m divididos em 47 tramos simplesmente

apoiados (Figura 1.8a). A modelação numérica da ponte foi realizada programa de elementos finitos ANSYS, incidindo apenas nos três tramos localizados junto ao encontro Norte do viaduto. Na Figura 1.8b) é possível visualizar o aspeto geral do modelo tridimensional desenvolvido.

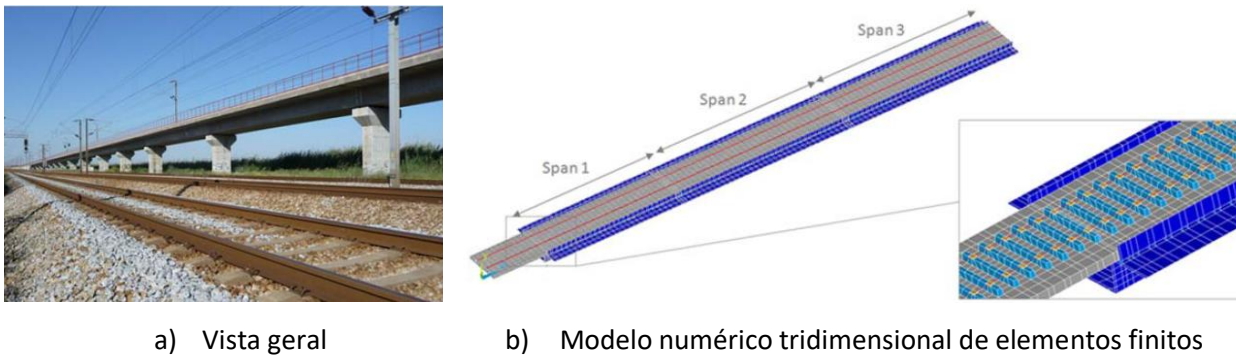


Figura 1.8 – Viaduto ferroviário de Alverca (Malveiro et al. (2013)).

A viga pré-fabricada, o tabuleiro e os muros guarda balastro foram modelados através de elementos finitos casca e as travessas, palmilhas e balastro por elementos finitos volume e, por último, os carris foram modelados através de elementos finitos viga.

As massas não-estruturais, como por exemplo a dos guarda-corpos, foram consideradas no modelo numérico através da aplicação de massas pontuais nos nós de acordo com a localização real dos elementos.

O ensaio dinâmico de vibração ambiental teve lugar em duas fases. A primeira, com o objetivo de identificar modos de vibração globais, envolveu a medição de 60 pontos organizados em vários *setups*, tendo as acelerações sido medidas nas direções transversal, longitudinal e vertical. A segunda fase envolveu a medição de 80 pontos localizados no segundo tramo organizados em *setups*, e as acelerações foram medidas apenas na vertical. A técnica de ensaio aplicada foi a técnica que recorre a pontos de referência fixos. As séries temporais de 4 minutos, foram adquiridas com uma frequência de aquisição de 2000 Hz e posteriormente decimadas a 200 Hz.

Na Figura 1.9a) é possível identificar o tipo de acelerómetros (acelerómetros piezoelétricos) utilizado nas medições, e na Figura 1.9b) a utilização de uma excitação forçada com recurso a saltos aplicados por vários indivíduos.



a) Acelerómetro piezoelétrico b) Excitação forçada

Figura 1.9 – Ensaio de vibração ambiental (adaptado de Malveiro et al. (2013)).

A identificação dinâmica dos parâmetros modais da estrutura recorreu ao programa ARTEMIS (2009) com a aplicação do método estocástico em subespaços SSI-DATA. Foram identificados 5 modos globais e 5 modos locais.

A otimização do modelo numérico baseou-se na aplicação de algoritmos genéticos. O emparelhamento dos modos foi realizado recorrendo ao parâmetro MAC e ao critério energético EMAC. Os resultados obtidos no processo de calibração são positivos, pois permitiu obter um erro médio das frequências de 11.6% antes da calibração para 6.5% após a calibração e um valor de MAC médio de 0.899 antes da calibração para 0.902 após calibração referente aos modos globais de vibração. Na Figura 1.10 é possível visualizar a comparação dos parâmetros modais antes e após calibração para os modos globais.

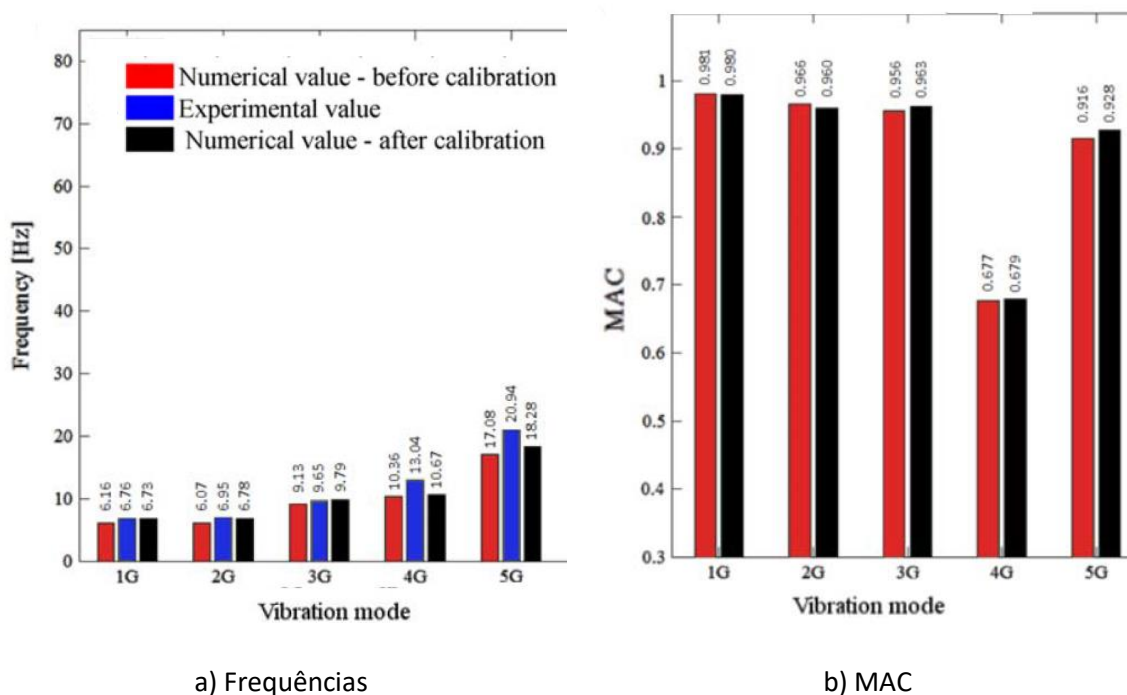


Figura 1.10 – Comparação de parâmetros modais antes e após calibração dos modos globais (adaptado de Malveiro et al. (2013)).

1.3 OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O trabalho desenvolvido na presente dissertação insere-se num estudo mais abrangente que tem como objetivo avaliar a integridade estrutural da ponte ferroviária centenária da Baia, pertencente à antiga linha do Tâmega e localizada no concelho de Amarante. O estudo surgiu do interesse por parte da Câmara Municipal de Amarante em reativar a ponte encerrada desde de 2008. Desta forma, tornou-se necessário levar a cabo um conjunto de estudos numéricos e experimentais que permitiram averiguar o seu estado de conservação atual e que no futuro possam permitir uma avaliação do seu comportamento dinâmico sob a ação de tráfego ferroviário.

O estudo da ponte ferroviária da Baia implicará uma cuidadosa modelação numérica, que deverá retratar de forma o mais aproximada possível as condições atuais da estrutura. Para tal, é necessário ter por base uma caracterização geométrica e mecânica que reúna todas as informações relevantes.

Neste sentido, um dos objetivos deste trabalho consistiu na elaboração de um modelo numérico tridimensional de elementos finitos recorrendo ao programa Autodesk Robot Structural Analysis (2016) tendo por base o levantamento geométrico e topográfico efetuado por entidades externas.

No sentido de se proceder à identificação dinâmica da ponte ferroviária, foi realizado um ensaio de vibração ambiental tendo em vista a determinação das configurações modais, frequências naturais de vibração e dos coeficientes de amortecimento. A técnica de identificação adotada consistiu na versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) por intermédio do programa ARTeMIS (2015). O emparelhamento dos modos de vibração numéricos e experimentais foi realizado recorrendo ao critério de garantia modal (MAC).

Por último, a calibração manual do modelo numérico foi realizada recorrendo à modificação dos valores de alguns dos parâmetros numéricos, nomeadamente das condições de apoio, através da alteração das constantes de rigidez das molas dos apoios elásticos, do módulo de elasticidade do aço e da massa dos elementos não-estruturais, tendo em vista a minimização das diferenças entre as estimativas dos parâmetros modais numéricas e experimentais.

Este trabalho é constituído por 6 capítulos, incluindo o presente.

No capítulo 1 é realizado um enquadramento geral da dissertação e apresentado um conjunto de investigações anteriores que permitem realçar a importância da calibração experimental de modelos numéricos de pontes ferroviárias com base em parâmetros modais obtidos a partir de ensaios de vibração ambiental.

Do capítulo 2 consta uma breve descrição histórica da ponte ferroviária da Baia e a sua caracterização geométrica.

No capítulo 3 é descrito o processo adotado para a modelação numérica e expostas exaustivamente todas as opções tomadas devidamente justificadas.

No capítulo 4 é descrito o ensaio de vibração ambiental, sendo detalhado o seu planeamento, o qual inclui, genericamente, as configurações experimentais e a técnica de ensaio implementada assim como alguns pormenores acerca da preparação da logística em termos de equipamentos, materiais e meios necessários para a sua concretização. É ainda apresentado o tratamento de dados do ensaio de vibração ambiental, contemplando algumas especificidades do pré-processamento, através de uma rotina MatLab, e do processamento, através da aplicação da versão melhorada do método da decomposição no domínio da frequência (EFDD), a qual se encontra implementada no programa ARTeMIS. São ainda apresentados os parâmetros modais experimentais, em particular as frequências de vibração, as configurações modais e os coeficientes de amortecimentos, dos principais modos de vibração identificados.

O capítulo 5, reservado à calibração manual do modelo numérico, apresenta os resultados obtidos com base na modificação de alguns dos parâmetros inicialmente admitidos para o modelo numérico de base. É discutida a influência da variação destes parâmetros na variação nas frequências naturais, e das configurações modais com base no parâmetro MAC.

Por último, no capítulo 6 são descritas as principais conclusões retiradas ao longo da realização deste trabalho e elencadas as principais perspectivas futuras.

CAPÍTULO 2

A PONTE FERROVIÁRIA DA BAIÁ

Neste capítulo é realizada a descrição da ponte ferroviária da Baia com incidência da caracterização detalhada dos vários elementos estruturais. É ainda descrito o levantamento geométrico da ponte realizado em articulação próxima com uma empresa externa.

2.1 LOCALIZAÇÃO E ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

A ponte ferroviária da Baia localiza-se ao km +0.10.5 da linha do Tâmega, na freguesia de Fregim, concelho de Amarante (Figura 2.1). A linha do Tâmega liga a estação da Livração (na linha do Douro) à estação de Arco de Baúlhe, e possui uma extensão total de 51.6 km.

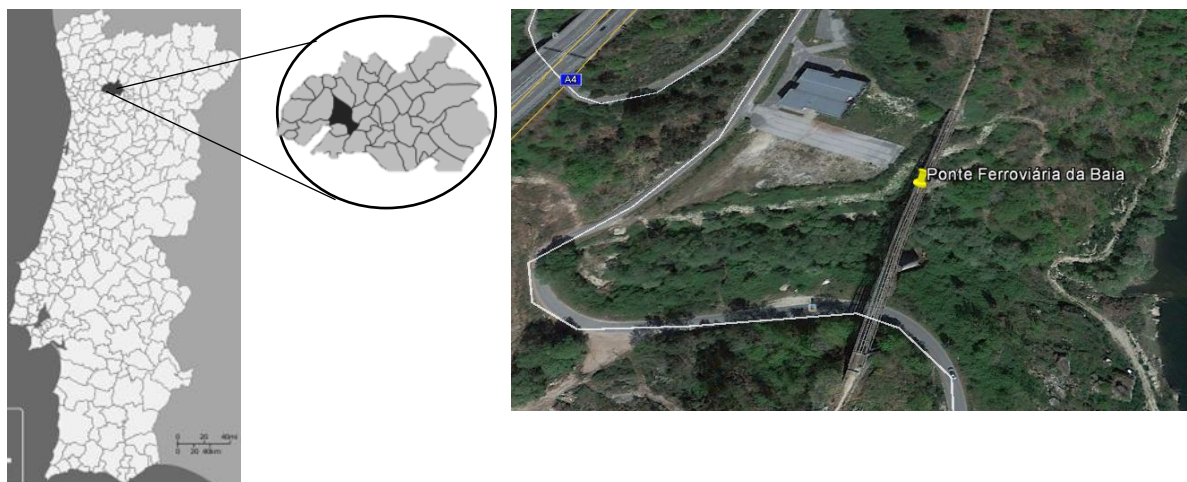


Figura 2.1 – Localização da ponte ferroviária da Baia.

A ponte metálica foi inaugurada no ano de 1909, tendo sido encerrada completamente em 2008 por motivos de obras de beneficiação que nunca vieram a concretizar-se no troço entre Livração e Amarante. Na Figura 2.2 ilustra-se uma imagem histórica da passagem de uma automotora diesel sobre a estrutura.



Figura 2.2 – Ponte ferroviária da Baia: passagem de uma automotora diesel.

A ponte da Baia insere-se no conjunto das 8 pontes de bitola estreita ou métrica (1000mm) pertencentes à linha do Tâmega.

A ponte foi sujeita a obras de conservação em 2006 pela REFER, como se pode verificar pela Figura 2.3.



Figura 2.3 – Identificação da última intervenção realizada na ponte da Baia.

2.2 LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO

A recolha de informações relevantes acerca dos materiais utilizados na construção da ponte e a caracterização geométrica dos elementos estruturais é geralmente realizada com recurso aos documentos dos projetos originais e de reabilitação realizados.

Tendo em conta a dificuldade na obtenção de elementos de projeto junto do dono de obra, a Infraestruturas de Portugal, foi necessário avançar para um levantamento geométrico da ponte, em colaboração próxima com entidades externas, de forma a obter as informações geométricas da ponte necessárias ao desenvolvimento do modelo numérico.

A caracterização geométrica foi realizada recorrendo a equipamento topográfico (Figura 2.4), nomeadamente o taqueómetro, para efetuar o levantamento geral da ponte, e a fita métrica, para a medição manual das dimensões das secções dos elementos estruturais, chapas e ligações.

2.4 DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Nos parágrafos seguintes são descritas detalhadamente as secções transversais dos principais elementos estruturais da ponte, nomeadamente, as longarinas, as carlingas, os montantes, as diagonais, as cordas e os contraventamentos do tabuleiro, bem como os elementos estruturais, aparelhos de apoio, pilares e encontros.

De uma forma geral, as secções transversais dos elementos estruturais do tabuleiro são do tipo composto materializados por perfis tipo cantoneira e chapas unidos por rebites de cabeça esférica.

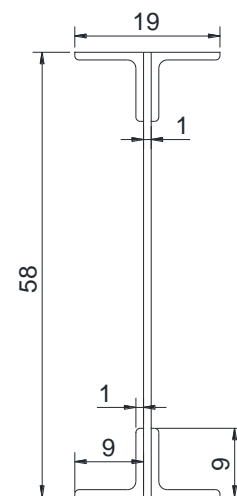
2.4.1 Longarinas

As longarinas apresentam a configuração geométrica de um perfil tipo “I”, formado por dois perfis do tipo “L” com dimensões 90×90 (mm) e espessura de 10 mm em cada banzo, sendo a alma constituída por uma chapa com uma espessura de 10 mm e uma altura de 580 mm. As longarinas apoiam-se nas carlingas por intermédio de cantoneiras solidarizadas com rebites, conforme se pode visualizar na Figura 2.6. O comprimento dos troços das longarinas é de aproximadamente 5 m.



Legenda:

- (1) Longarina;
- (2) Carlinga;
- (3) Corda da viga treliça;
- (4) Contraventamentos.



a) Vista geral

b) Secção transversal

Figura 2.6 – Longarinas.

2.4.2 Carlingas

As carlingas são constituídas por um perfil composto do tipo “I” em que o banzo superior é formado por dois perfis do tipo “L” com dimensões 90×90 (mm) e com uma espessura de 10 mm, o banzo inferior é constituído por outros dois perfis idênticos, mas com dimensões 80×80 (mm) e complementados por duas chapas com espessura de 10 mm e uma largura de 200 mm, conferindo-lhes uma maior continuidade, resistência e rigidez. A alma do perfil composto é constituída por uma chapa com 10 mm de espessura e

altura de 600 mm, perfazendo uma altura total da secção transversal de 620 mm (Figura 2.7). A estrutura apresenta 27 carlingas na sua extensão, cada uma com um comprimento 3.50 m.

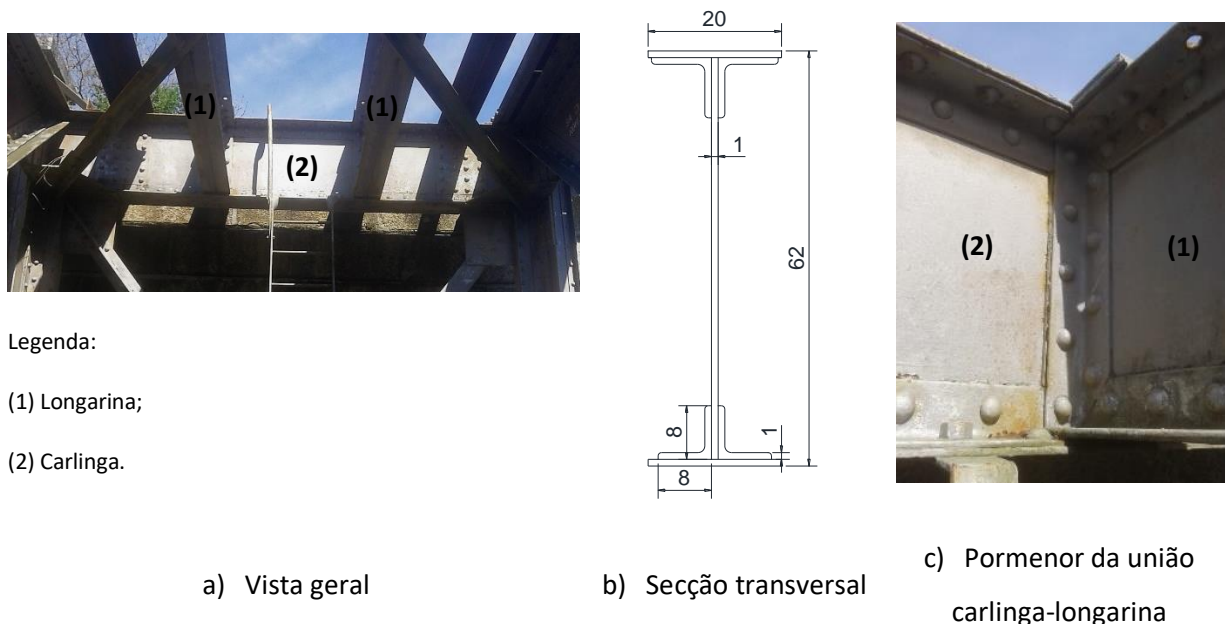


Figura 2.7 – Carlingas.

2.4.3 Vigas treliça – montantes

As carlingas transmitem a sua carga às vigas treliçadas por intermédio dos montantes. Os montantes apresentam 5 secções transversais distintas consoante a sua localização na ponte.

A - Montantes dos encontros

A secção transversal dos montantes dos encontros varia ao longo do seu desenvolvimento (Figura 2.8).

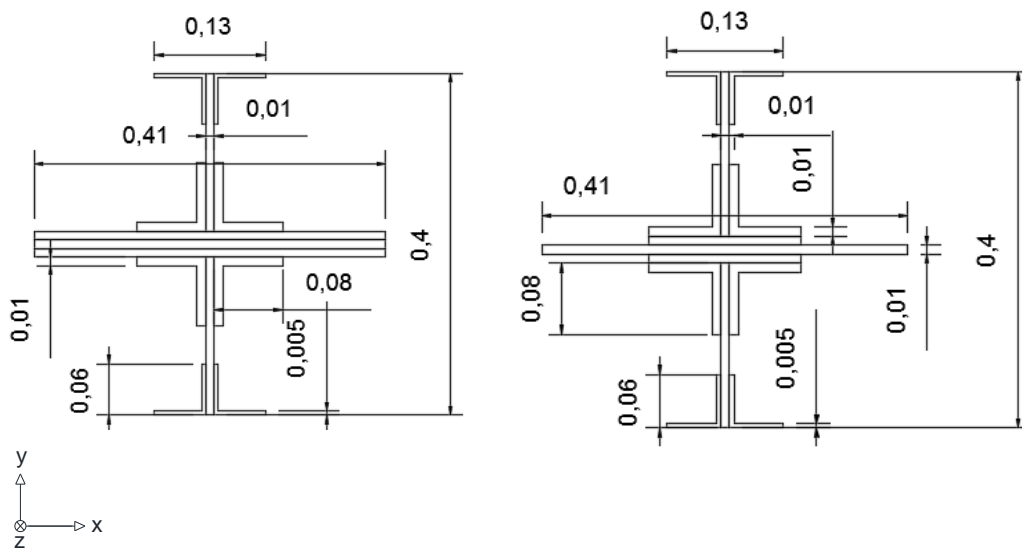
Nas extremidades, ou seja, na zona do elemento localizada a menos de 1.25 m dos nós de extremidade, a alma da secção é composta por 3 chapas com espessura de 10mm e comprimento de 410mm, na direção longitudinal da ponte, e por 1 chapa dividida em duas partes de 180 mm de comprimento cada, na direção transversal da ponte, e que estão ligadas às anteriores por intermédio de perfis do tipo “L” com dimensões 80×80 (mm) e espessura de 10mm. As chapas dispostas transversalmente possuem nas extremidades dois perfis do tipo “L”, um em cada lado da chapa, com dimensões 60×60 (mm) e espessura de 5mm, conforme se pode verificar na Figura 2.9.



a) Vista geral b) Pormenor do reforço da extremidade inferior c) Vista pelo interior do tabuleiro

Figura 2.8 – Montantes dos encontros.

Na zona central do montante dos encontros a secção é semelhante à secção utilizada nas extremidades, diferenciando somente na redução de comprimento de duas das chapas dispostas na direcção longitudinal que passou para 170 mm. Na Figura 2.10 apresenta-se o pormenor da secção transversal de ambas as secções com as respectivas dimensões.



a) Extremidades b) Zona central

Figura 2.9 – Secções transversais dos montantes dos encontros.

B - Montantes dos pilares

A secção transversal dos montantes dos pilares é semelhante à dos montantes dos encontros, variando também ao longo do seu desenvolvimento (Figura 2.10a)).

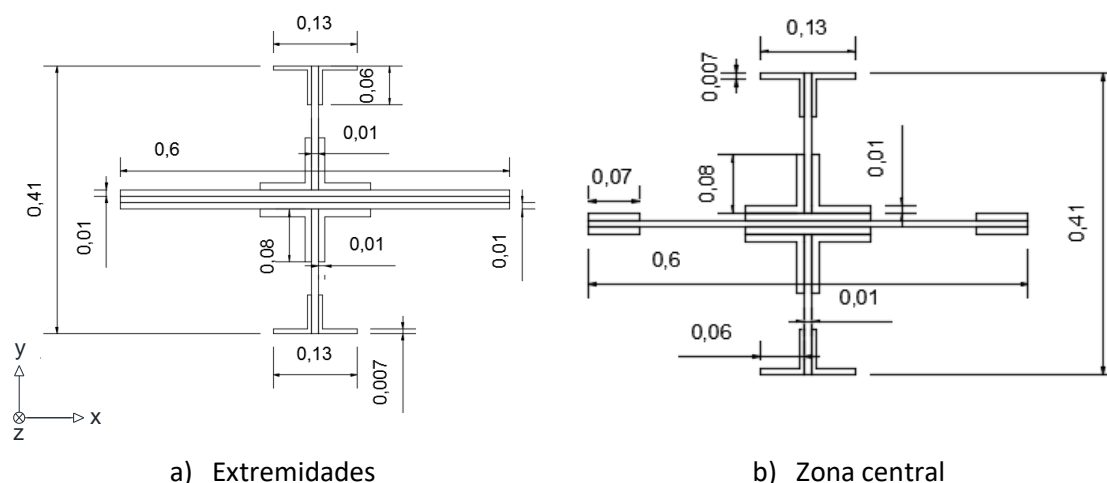
Nas extremidades, ou seja, na zona do elemento localizada a menos de 1.25 m dos nós de extremidade, a alma é composta por 3 chapas com espessura de 10mm e comprimento de 600 mm, na direção longitudinal, e apresenta 1 chapa dividida em duas partes, cada uma de 190 mm de comprimento, e ligadas às anteriores através de perfis do tipo “L” com dimensões 80×80 (mm) e espessura de 10mm, na direção transversal. As chapas dispostas transversalmente possuem nas extremidades dois perfis do tipo “L” com dimensões 60×60 (mm) e espessura de 7 mm, conforme se pode verificar na Figura 2.11.



a) Pormenor do reforço da extremidade inferior b) Vista pelo interior do tabuleiro

Figura 2.10 – Montantes dos pilares.

A zona central do montante dos encontros é em tudo semelhante às extremidades, diferindo somente na redução de comprimento de duas das chapas na direção longitudinal que apresentam um comprimento de 170 mm. Na Figura 2.11 apresenta-se o pormenor da secção transversal com as respetivas dimensões.



a) Extremidades

b) Zona central

Figura 2.11 – Secções transversais dos montantes dos pilares.

C - Montantes intermédios

Os montantes intermédios são formados por dois perfis do tipo “L”, com dimensões 60×60 (mm) e espessura de 8 mm (Figura 2.12), com a alma preenchida por 8 treliças, com 60 mm de largura e 10 mm de espessura, e que assegura a assemblagem dos perfis ao longo do seu desenvolvimento de 4.98 m.

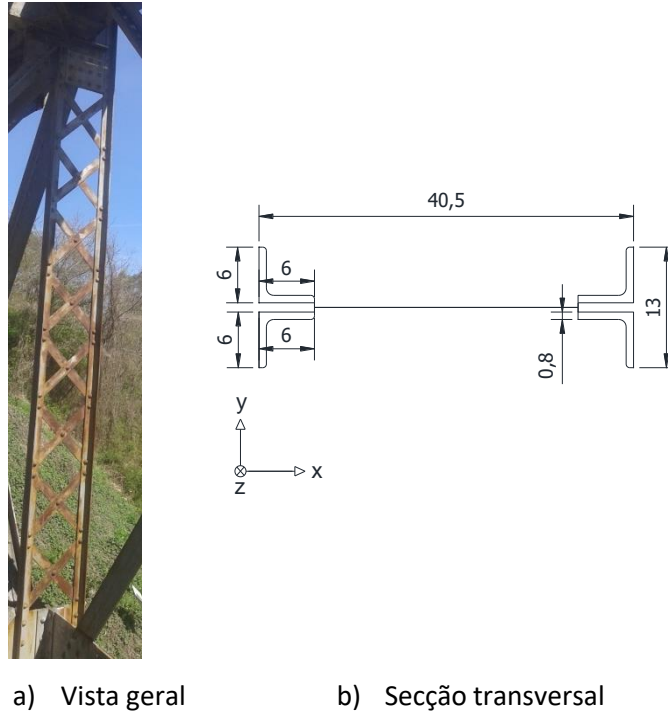


Figura 2.12 – Montantes intermédios.

2.4.4 Vigas treliça – cordas superiores e inferiores

As cordas superiores das vigas-treliça apresentam uma configuração geométrica em forma de “T”, na qual o banzo é constituído por dois perfis do tipo “L” (Figura 2.13a)), com dimensões 70×70 (mm) e espessura de 10 mm, e uma chapa com largura de 350 mm. A alma é formada por uma chapa de espessura de 10 mm com altura de 620 mm. As cordas inferiores são em tudo semelhantes às cordas superiores diferindo apenas na altura da chapa da alma, neste caso com 550 mm. As secções transversais das cordas da viga treliça são apresentadas na Figura 2.19 (representada pelo número 10).



a) Pormenor da corda inferior



b) Pormenor do nó de ligação entre a corda superior, a carlinga e o montante

Figura 2.13 – Cordas da viga treliça.

As cordas inferiores possuem ainda um reforço materializado através de três chapas com espessura de 10 mm localizadas sobre os apoios nos pilares e ao longo de uma extensão de 10 m (Figura 2.14). Estes reforços visam absorver os esforços localizados que tipicamente existem nestas zonas. Nas cordas superiores o reforço é materializado por intermédio de apenas uma chapa com as características mencionadas anteriormente.



Figura 2.14 – Reforço da corda inferior da viga treliça.

2.4.5 Contraventamentos das vigas treliça – travessas e diagonais

As travessas dos encontros e dos pilares são formadas por dois perfis do tipo “L”, com dimensões 70×70 (mm) e espessura de 10mm, unidos por uma chapa com espessura de 10 mm e largura igual a 300 mm (Figura 2.15a)). As travessas das aspas intermédias são constituídas por dois perfis “L” com dimensões 70×70 (mm) e espessura de 10 mm, apresentando um comprimento de 3.50 m (Figura 2.15b).



a) Nos encontros e pilares

b) Aspas intermédias

Figura 2.15 – Travessas.

As diagonais do contraventamento horizontal da corda superior das vigas treliça são constituídas por perfis simples do tipo “L” ligados à estrutura através de chapas gousset. Estas diagonais possuem ainda uma chapa que materializa o seu cruzamento, sendo que uma das diagonais é contínua e a outra é interrompida, como se pode constatar pela Figura 2.16.



Figura 2.16 – Pormenor de ligação das diagonais do contraventamento superior.

2.4.6 Vigas treliça – ligações nos nós

Os montantes estão ligados à alma das cordas superiores através de uma chapa *gousset* vertical de forma trapezoidal (Figura 2.17a). A ligação das carlingas às cordas superiores é realizada por intermédio de uma chapa *gousset* de forma retangular e solidarizada ao banzo inferior da carlinga com perfis do tipo “L”.



a) Nó superior

b) Nó inferior

Figura 2.17 – Ligações *gousset* das diagonais de contraventamento.

As chapas *gouset* verticais anteriormente mencionadas, assim como as ligações horizontais *gouset* em chapa retangular (cota inferior) e secção trapezoidal (cota superior), têm como principal objetivo efetuar a ligação das diagonais às vigas-treliça, deste modo solidarizando o conjunto.

2.4.7 Vigas treliça – diagonais

As diagonais das vigas treliça possuem diferentes secções transversais ao longo da extensão do tabuleiro, sendo a sua disposição simétrica em relação ao seu centro.

Algumas diagonais apresentam uma configuração em perfil do tipo “T”, sendo formada por dois perfis do tipo “L” assemblados a uma chapa central. Outras diagonais resultaram apenas da assemblagem de dois perfis tipo “L”. Na Figura 2.18 apresentam-se os detalhes de algumas das diagonais das vigas treliça.



a) Pormenor da diagonal com secção transversal com chapa central



b) Pormenor da diagonal com secção transversal composta por dois perfis “L”

Figura 2.18 – Diagonais de contraventamento lateral.

2.4.8 Vigas treliça – desenhos

Na Figura 2.19 e Figura 2.20 é apresentada uma sumula das secções transversais dos elementos das vigas treliças, incluindo as diagonais, os montantes e as cordas superior e inferior e os contraventamentos.

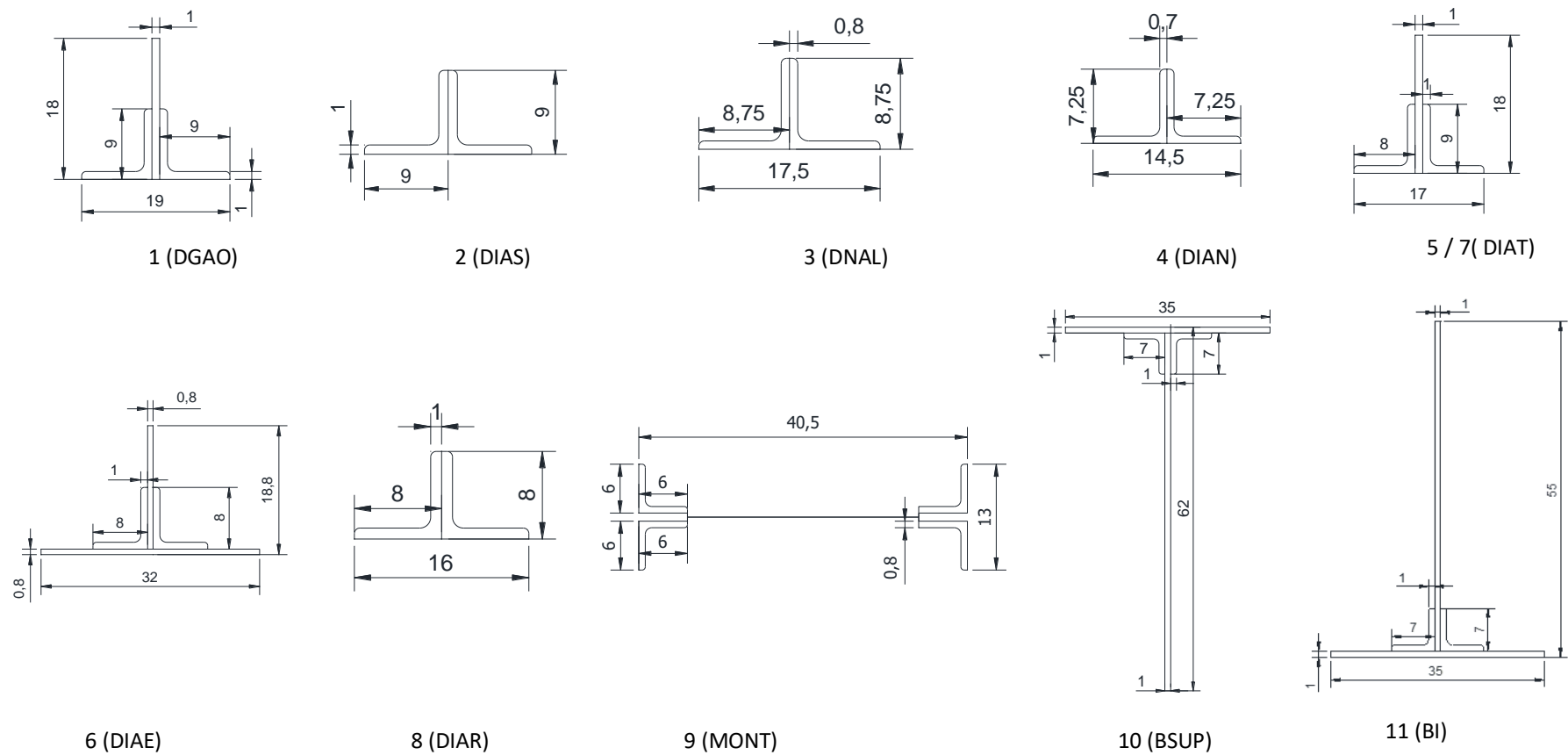
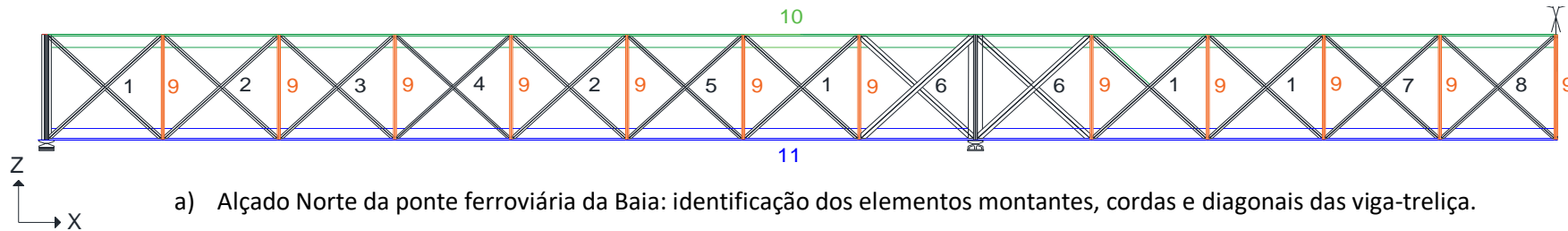
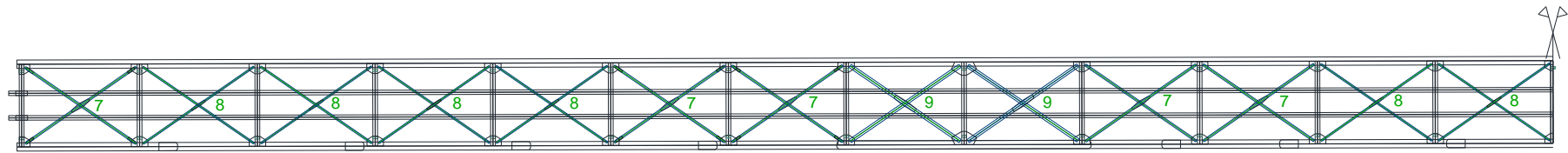
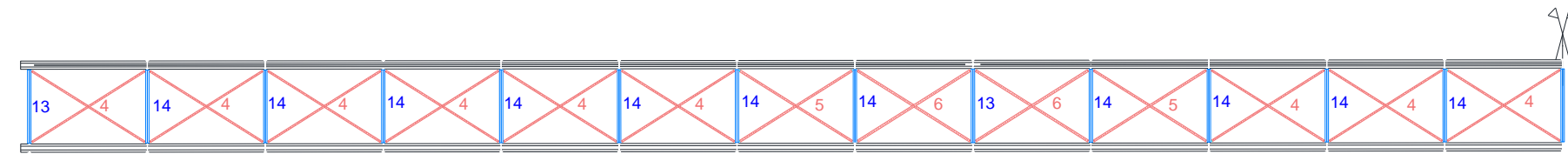


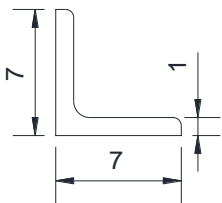
Figura 2.19 – Secções transversais dos elementos das vigas treliça: diagonais, montantes e cordas superior e inferior.



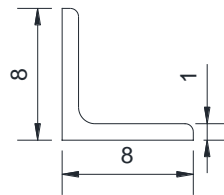
Banzo Superior : Identificação das diagonais de contraventamento horizontais



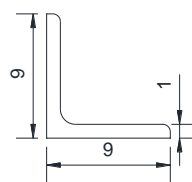
Banzo inferior : Identificação das diagonais de contraventamento horizontais e travessas



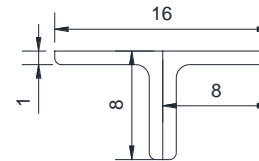
4 / 8 (DSUP)



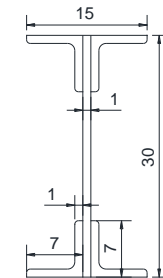
5 (DCON)



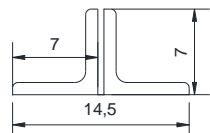
6 / 7 (CONS)



9 (DIAF)



13 (VGTR)



14 (VGIN)

Figura 2.20 – Secções transversais dos contraventamento.

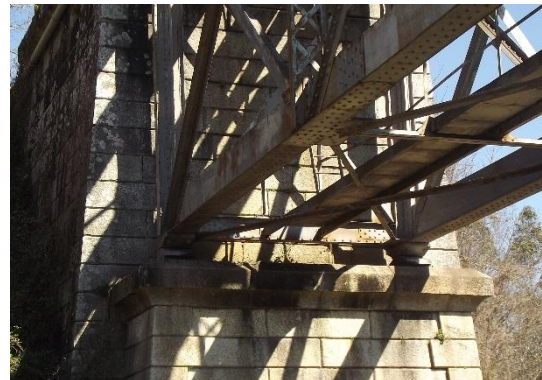
2.4.9 Elementos não estruturais

À cota superior existem guarda corpos, de ambos os lados da ponte, que estão ligados às almas das longarinas exteriores por meio de perfis do tipo “L” e chapas triangulares (Figura 2.21a)).

À cota inferior do tabuleiro existe um passadiço metálico interior, localizado sobre o eixo longitudinal do tabuleiro, e que se encontra diretamente apoiado nas travessas (Figura 2.21b)).



a) Ligação do guarda corpos à cota superior



b) Passadiço interior da ponte

Figura 2.21 – Pormenores de elementos não-estruturais.

No corte transversal da Figura 2.22 é possível clarificar o posicionamento de alguns dos elementos não-estruturais, nomeadamente, o suporte do passadiço, por intermédio de dois perfis do tipo “U”, e a ligação do guarda corpos à estrutura através de chapas.

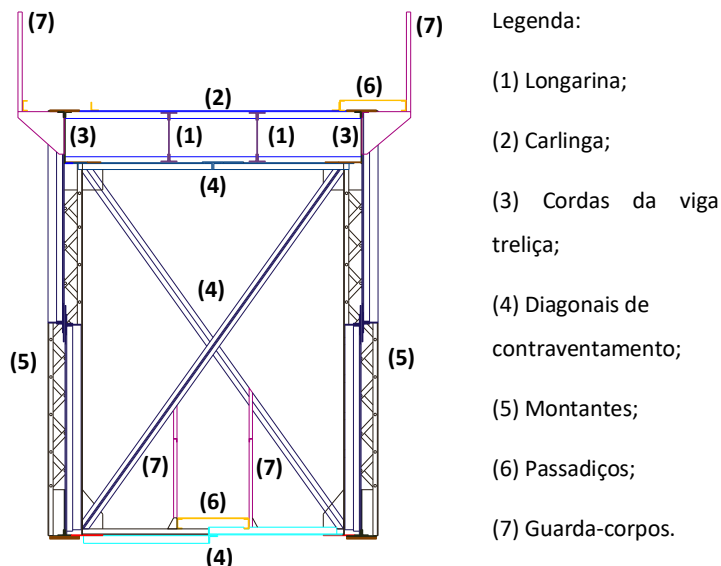


Figura 2.22 – Corte transversal e vista interior da ponte ferroviária da Baía.

2.4.10 Aparelhos de apoio

A ligação do tabuleiro aos pilares e aos encontros é realizada com recurso a pares de aparelhos de apoios. Na ponte ferroviária é possível identificar dois tipos diferentes de apoios que permitem diferentes movimentos da estrutura, nomeadamente aparelhos de apoio do tipo simples e duplo.

Na Figura 2.23 é possível visualizar diferentes perspetivas de um dos aparelhos de apoio simples. Estes permitem que hajam rotações no eixo perpendicular à direção longitudinal do tabuleiro e deslocamentos de translação na direção longitudinal conferido pelos roletes.



a) Aparelho de apoio localizado no encontro da ponte (no lado de Livração)



b) Vista superior de aparelho de apoio localizado num pilar



c) Vista lateral do aparelho de apoio localizado num pilar

Figura 2.23 – Aparelho de apoio simples.

O outro tipo de aparelho de apoio presente na estrutura metálica, o aparelho de apoio duplo, é ilustrado na Figura 2.24. Este aparelho de apoio permite bloquear todos os deslocamentos, e apenas permite que hajam rotações em torno do eixo correspondente à direção transversal do tabuleiro.



a) Vista geral



b) Vista superior



c) Vista lateral

Figura 2.24 – Aparelho de apoio duplo localizado num dos pilares.

No total a tabuleiro encontra-se apoiado por meio de 8 aparelhos de apoios, dos quais 6 são do tipo simples e 2 do tipo duplo.

2.4.11 Pilares e encontros

Os aparelhos de apoio transmitem as cargas provenientes do tabuleiro aos pilares e encontros, ambos construídos em alvenaria de pedra de granito (Figura 2.25). Os pilares apresentam alvenaria aparelhada com juntas argamassadas, blocos de pedra regulares e molduras nos cantos. Os pilares situados do lado de Amarante e de Livração apresentam uma altura máxima de 21.6 m e 28.2 m, respetivamente.



a) Pilares centrais

b) Encontro do lado de Amarante

Figura 2.25 – Pilares e encontros em alvenaria de pedra.

Os pilares situados no lado de Amarante e de Livração apresentam uma secção transversal com áreas iguais a 37.08 m^2 e 33.19 m^2 , respetivamente, sendo que o eixo de maior inércia da secção transversal está alinhado com o eixo longitudinal do tabuleiro (Figura 2.26).

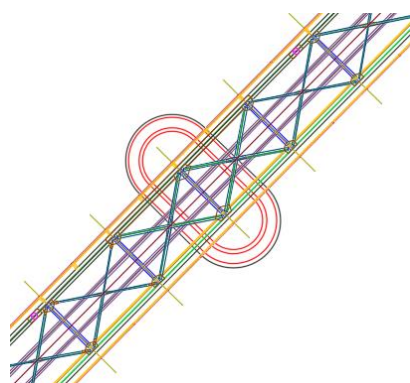


Figura 2.26 – Secção transversal tipo dos pilares em alvenaria de pedra de granito.

CAPÍTULO 3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE FERROVIÁRIA DA BAIA

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo descreve-se os procedimentos para o desenvolvimento da modelação numérica em elementos finitos da ponte ferroviária da Baía recorrendo ao programa Autodesk Robot Structural Analysis.

Para o efeito será dada ênfase à caracterização geométrica e mecânica dos elementos estruturais e materiais, à caracterização das condições de apoio, às condições de ligação ou interação entre os elementos estruturais e à introdução de massas adicionais na estrutura devido a cargas permanentes não-estruturais que influenciem o seu comportamento.

Na última secção serão ainda apresentados os resultados de uma análise modal onde são ilustrados os principais modos de vibração da estrutura e os correspondentes valores das frequências naturais.

3.2 MODELO NUMÉRICO DE ELEMENTOS FINITOS

3.2.1 Descrição geral

A modelação numérica foi desenvolvida com recurso ao programa de elementos finitos *Autodesk Robot Structural Analysis* (2016). O modelo da estrutura metálica do tabuleiro foi construído com elementos finitos do tipo barra tridimensionais os quais contemplam 6 graus de liberdade por nó, 3 deslocamentos e 3 rotações. A malha dos eixos dos elementos da estrutura base foi efetuada importando a informação de desenhos AutoCAD. A ligação aos pilares e encontros foi simplificada realizada por intermédio de apoios rígidos e/ou elásticos. Na Figura 3.1 apresenta-se uma vista geral do modelo numérico.

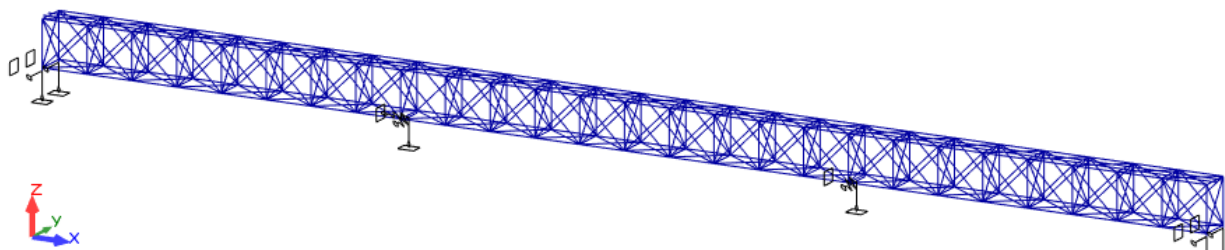


Figura 3.1 – Modelo global da estrutura da ponte metálica da Baía.

3.2.2 Secções

As secções transversais dos elementos que constituem a estrutura são materializadas por assemblagem de vários perfis, as quais constituem secções compostas que não estão contempladas na base de dados do programa de elementos finitos.

Desta forma, optou-se por inserir novas secções na base de dados do programa importando a informação necessária do programa de desenho AutoCAD.

Este procedimento requer um conjunto de cuidados e passos a realizar. Primeiramente, dever-se-á apenas seleccionar o seu perímetro e posicionar o eixo cartesiano no local adequado da secção transversal para que facilite posteriormente a atribuição de deslocamentos relativos (*Offsets*). Por exemplo, na malha de referência as longarinas intercetam as carlingas à mesma cota, é conveniente posicionar os eixos que contêm os centros de gravidade, de forma a simular o que ocorre na realidade assumindo ligações rígidas.

As propriedades geométricas das secções, geradas automaticamente pelo programa são listadas na Tabela 3.1.

Para as cordas que apresentam chapas adicionais de reforço ao longo do seu desenvolvimento, foram criadas novas secções com espessamentos do banzo. Como só existe um aumento de espessura nos dois tipos de cordas, tal apenas implicou que fossem criadas duas novas secções, uma para a corda inferior e outra para a corda superior.

No que toca às secções transversais que apresentam um vazio entre os perfis, nomeadamente a travessa VGIN, foi necessário admitir uma continuidade perfeita interna entre os diversos elementos constituintes criando uma ligação através de uma chapa fictícia rígida de espessura reduzida.

Tabela 3.1 – Características geométricas das secções transversais dos diferentes tipos de perfis da estrutura metálica.

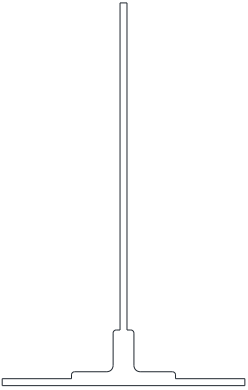
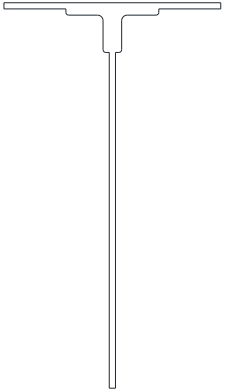
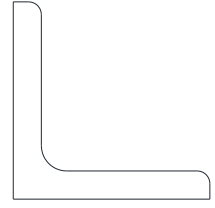
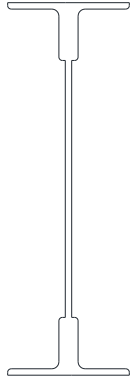
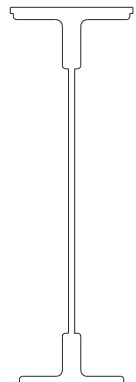
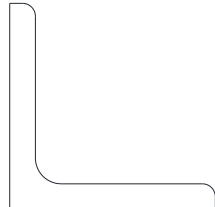
Secção Transversal (cm)	Prop. geométricas	Secção Transversal (cm)	Prop. geométricas	Secção Transversal (cm)	Prop. geométricas
 <p>Cordas Banzo Inferior (BI)</p>	<p>A=115.18 cm² P=178.4 cm Ay= 52.57 cm² Az=53.46 cm² Ix= 127.56 cm⁴ Iy= 33317.32 cm⁴ Iz= 3867.60 cm⁴ Wy=31.67 cm² Wz=39.61 cm² Wply=1478.90 cm³ Wplz=387.59 cm³</p>	 <p>Cordas Banzo Superior (BSUP)</p>	<p>A=122.18 cm² P=192.4 cm Ay= 52.59 cm² Az=59.00 cm² Ix= 130.88 cm⁴ Iy= 46424.00 cm⁴ Iz= 3868.18 cm⁴ Wy=31.68 cm² Wz=44.92 cm² Wply=1856.56 cm³ Wplz=389.33 cm³</p>	 <p>Diagonais contraventamento horizontal Banzo inferior /superior (DSUP)</p>	<p>A=13.09 cm² P=27.2 cm Ay= 11.31 cm² Az=11.10 cm² Ix= 4.61 cm⁴ Iy= 90.50 cm⁴ Iz= 23.96 cm⁴ Wy=8.90 cm² Wz=8.89 cm² Wply=29.59 cm³ Wplz=15.23 cm³</p>
 <p>Longarinas (LONG)</p>	<p>A=126.53 cm² P=186.2 cm Ay= 48.03 cm² Az= 61.85 cm² Ix= 169.15 cm⁴ Iy= 64604.50 cm⁴ Iz= 1162.03 cm⁴ Wy=28.59 cm² Wz=48.73 cm² Wply=2650.00 cm³ Wplz=225.56 cm³</p>	 <p>Carlingas (CARL)</p>	<p>A=168.79 cm² P=199.2 cm Ay= 92.15 cm² Az=68.53 cm² Ix= 291.68 cm⁴ Iy= 107366.25 cm⁴ Iz= 2496.03 cm⁴ Wy=56.81 cm² Wz=53.62 cm² Wply=4002.75 cm³ Wplz=426.50 cm³</p>	 <p>Diagonais contraventamento horizontal Banzo inferior (DCON)</p>	<p>A=15.11 cm² P=31.1 cm Ay=12.92 cm² Az=12.80 cm² Ix= 5.36 cm⁴ Iy= 138.58 cm⁴ Iz= 36.37 cm⁴ Wy=10.18 cm² Wz=1.24 cm² Wply=39.33 cm³ Wplz=20.21cm³</p>

Tabela 3.1 – Características geométricas das secções transversais dos diferentes tipos de perfis da estrutura metálica (continuação).

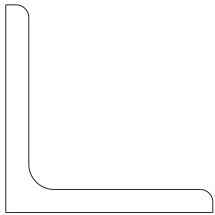
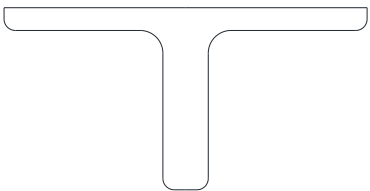
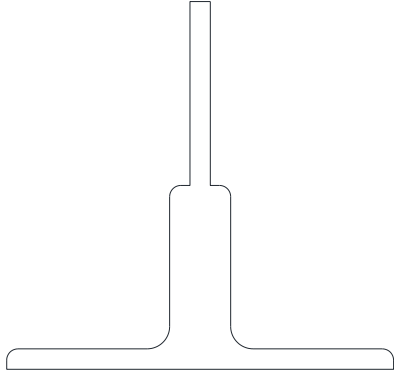
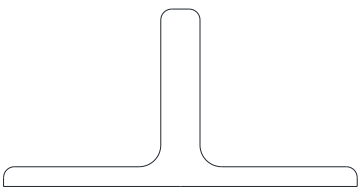
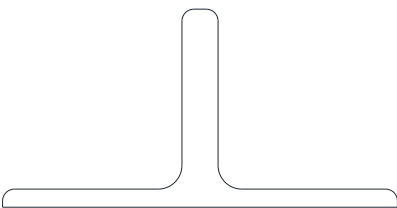
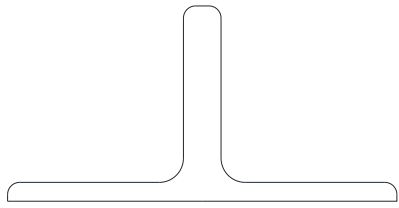
 <p>Contraventamento horizontal Banzo superior/ Inferior (CONS)</p>	<p>A=17.13 cm² P=35.1 cm Ay= 14.53 cm² Az=14.50 cm² Ix= 6.13 cm⁴ Iy= 201.20 cm⁴ Iz= 52.54 cm⁴ Wy=11.47 cm² Wz=11.59 cm² Wply=50.46 cm³ Wplz=25.92 cm³</p>	 <p>Contraventamento horizontal Banzo superior (DIAF)</p>	<p>A=30.22 cm² P=46.3 cm Ay=14.99 cm² Az=17.82 cm² Ix= 25.46 cm⁴ Iy= 339.79 cm⁴ Iz= 174.95 cm⁴ Wy=11.12 cm² Wz=11.49 cm² Wply=70.55 cm³ Wplz=55.95 cm³</p>	 <p>Contraventamento vertical (DGAO)</p>	<p>A=52.23 cm² P=72.1 cm Ay=23.74 cm² Az=30.92 cm² Ix= 78.20 cm⁴ Iy= 1226.08 cm⁴ Iz= 579.86 cm⁴ Wy=14.26 cm² Wz=16.05 cm² Wply=201.55 cm³ Wplz=109.88 cm³</p>
 <p>Contraventamento vertical (DIAS)</p>	<p>A=34.23 cm² P=52.1 cm Ay=16.53 cm² Az=19.58 cm² Ix= 29.11 cm⁴ Iy= 481.48 cm⁴ Iz= 253.41 cm⁴ Wy=12.54 cm² Wz=12.88 cm² Wply=88.33 cm³ Wplz=71.95 cm³</p>	 <p>Contraventamento vertical (DNAL)</p>	<p>A=26.96 cm² P=50.7 cm Ay=12.79 cm² Az=14.68 cm² Ix= 15.06 cm⁴ Iy= 351.51 cm⁴ Iz= 191.33 cm⁴ Wy=9.83 cm² Wz=9.84 cm² Wply=65.69 cm³ Wplz=55.22 cm³</p>	 <p>Contraventamento vertical (DIAN)</p>	<p>A=19.50 cm² P=41. cm Ay=9.30 cm² Az=10.72 cm² Ix= 8.32 cm⁴ Iy= 175.08 cm⁴ Iz= 94.49 cm⁴ Wy=7.11 cm² Wz=7.20 cm² Wply=39.64 cm³ Wplz=32.81 cm³</p>

Tabela 3.1 – Características geométricas das secções transversais dos diferentes tipos de perfis da estrutura metálica (continuação).

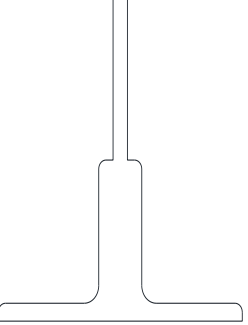
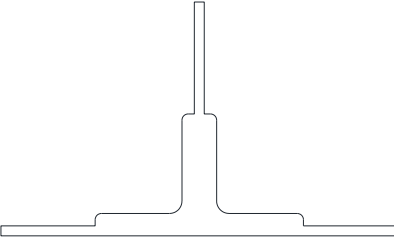
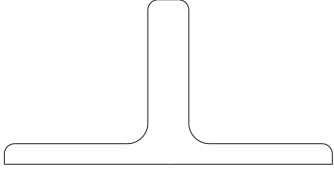
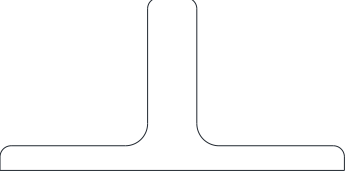
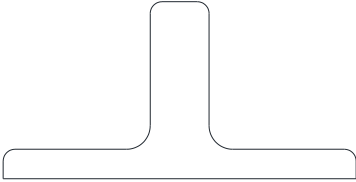
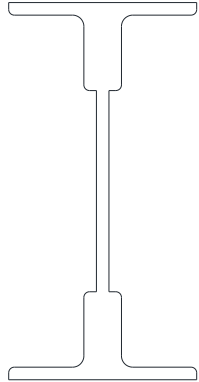
 <p>Contraventamento vertical (DIAT)</p>	<p>A=50.19 cm² P=68.3 cm Ay=22.58 cm² Az=30.63 cm² Ix= 76.89 cm⁴ Iy= 1187.20 cm⁴ Iz= 421.52 cm⁴ Wy=13.00 cm² Wz=15.86 cm² Wply=195.82 cm³ Wplz=92.11 cm³</p>	 <p>Contraventamento vertical (DIAE)</p>	<p>A=72.19 cm² P=99.9 cm Ay=32.20 cm² Az=46.42 cm² Ix= 103.01 cm⁴ Iy= 2588.11 cm⁴ Iz= 1450.66 cm⁴ Wy=15.22 cm² Wz=28.99 cm² Wply=292.13 cm³ Wplz=222.22 cm³</p>	 <p>Contraventamento vertical (DIAR)</p>	<p>A=30.22 cm² P=46.3 cm Ay=14.84 cm² Az=17.82 cm² Ix= 25.46 cm⁴ Iy= 339.79 cm⁴ Iz= 174.95 cm⁴ Wy=11.12 cm² Wz=11.49 cm² Wply=70.55 cm³ Wplz=56.38 cm³</p>
 <p>Contraventamento Vertical Transversal (DIAT)</p>	<p>A=26.18 cm² P=40.4 cm Ay=13.07 cm² Az=16.16 cm² Ix= 21.74 cm⁴ Iy= 228.90 cm⁴ Iz= 114.45 cm⁴ Wy=9.67 cm² Wz=10.23 cm² Wply=54.72 cm³ Wplz=42.67 cm³</p>	 <p>Contraventamento Vertical Transversal (DIAT)</p>	<p>A=22.14 cm² P=34.6 cm Ay=11.49 cm² Az=14.42 cm² Ix= 25.13 cm⁴ Iy= 145.23 cm⁴ Iz= 69.84 cm⁴ Wy=8.23 cm² Wz=8.98 cm² Wply=40.86 cm³ Wplz=30.56 cm³</p>	 <p>Travessa encontros e apoios (VGTR)</p>	<p>A=82.35 cm² P=114.9 cm Ay=43.16 cm² Az=35.36 cm² Ix= 116.78 cm⁴ Iy= 11203.33 cm⁴ Iz= 582.87 cm⁴ Wy=23.37 cm² Wz=24.87 cm² Wply=900.24 cm³ Wplz=143.05 cm³</p>

Tabela 3.1 – Características geométricas das secções transversais dos diferentes tipos de perfis da estrutura metálica (continuação).

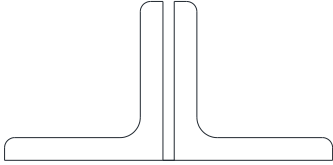
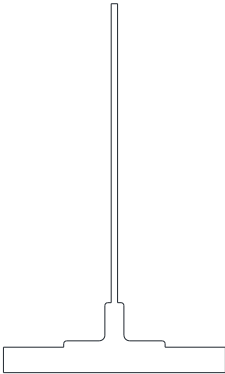
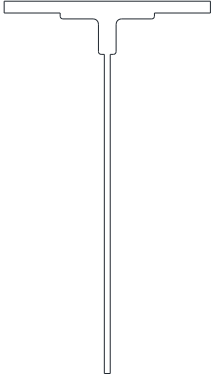
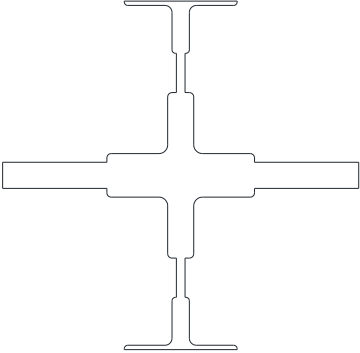
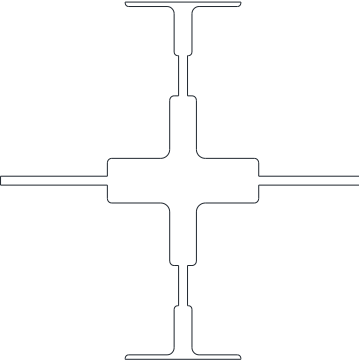
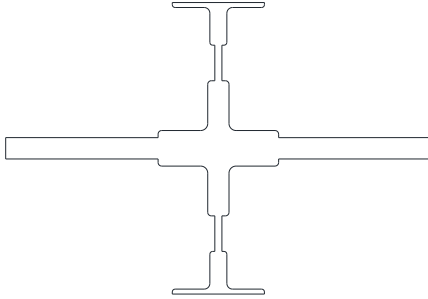
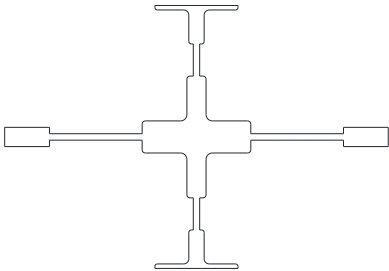

 <p>Travessa tramos intermédios (VGIN)</p>	<p>A=26.18 cm² P=55.4 cm Ay=13.07 cm² Az=0.01 cm² Ix= 9.34 cm⁴ Iy= 257.91 cm⁴ Iz= 114.45 cm⁴ Wy=9.67 cm² Wply=61.28 cm³ Wplz=42.60 cm³</p>	 <p>Cordas Banzo Inferior com reforço (BIRE)</p>	<p>A=221.18 cm² P=184.4 cm Ay=153.87 cm² Az=59.54 cm² Ix= 1149.58 cm⁴ Iy= 46587.64 cm⁴ Iz= 14645.76 cm⁴ Wy=116.81 cm² Wz=39.80 cm² Wply=1768.21 cm³ Wplz=1314.30 cm³</p>	 <p>Cordas Banzo Superior com reforço (BSRE)</p>	<p>A=158.18 cm² P=194.4 cm Ay=88.21 cm² Az=61.08 cm² Ix= 290.27 cm⁴ Iy= 54445.39 cm⁴ Iz= 7500.51 cm⁴ Wy=65.31 cm² Wz=44.75 cm² Wply=1978.06 cm³ Wplz=703.33 cm³</p>
 <p>Montante encontro extremidade (MEEX)</p>	<p>A=243.72 cm² P=203.8 cm Ay=93.87 cm² Az=172.18 cm² Ix= 1201.42 cm⁴ Iy= 18253.46 cm⁴ Iz= 14584.99 cm⁴ Wy=40.10 cm² Wz=108.93 cm² Wply=1490.82 cm³ Wplz=1149.43 cm³</p>	 <p>Montante encontro central (MECE)</p>	<p>A=195.72 cm² P=203.8 cm Ay=111.0 cm² Az=89.64 cm² Ix= 938.86 cm⁴ Iy= 14533.24 cm⁴ Iz= 7585.46 cm⁴ Wy=45.27 cm² Wz=39.96 cm² Wply=1100.24 cm³ Wplz=795.35 cm³</p>	 <p>Montante Pilar Extremidade (MPEX)</p>	<p>A=310.26 cm² P=243.8 cm Ay=91.74 cm² Az=214.22 cm² Ix= 1401.83 cm⁴ Iy= 55077.21 cm⁴ Iz= 18463.84 cm⁴ Wy=40.39 cm² Wz=134.46 cm² Wply=2950.83 cm³ Wplz=1383.44 cm³</p>

Tabela 3.1 – Características geométricas das secções transversais dos diferentes tipos de perfis da estrutura metálica (continuação).

 <p>Montante Pilar Central (MPCE)</p>	<p>A=252.34 cm² P=251.8 cm Ay=90.83 cm² Az=96.66 cm² Ix= 1067.96 cm⁴ Iy= 39699.75 cm⁴ Iz= 18401.47 cm⁴ Wy=40.55 cm² Wz=50.86 cm² Wply=2038.80 cm³ Wplz=1325.36 cm³</p>	 <p>Montante Intermédios (MONT)</p>	<p>A=36.48 cm² P=154.5 cm Ay=0.59 cm² Az=0.49 cm² Ix= 8.72 cm⁴ Iy= 12489.50 cm⁴ Iz= 302.56 cm⁴ Wy=0.07 cm² Wz=0.37 cm² Wply=671.08 cm³ Wplz=82.07 cm³</p>		
---	--	--	---	--	--

Por defeito, o programa de elementos finitos posiciona os centros de gravidade das barras ao nível da malha de referência (sistema principal), pelo que é necessário atribuir deslocamentos relativos às barras para adequar o seu posicionamento relativo (adequado à realidade. No Anexo 1 encontra-se uma tabela onde é possível visualizar os *offsets* aplicados na estrutura.

De uma forma geral os *offsets* atribuídos aos contraventamentos da estrutura teve como principal objetivo posicionar corretamente as barras das diagonais que se cruzam e ligam nos banzos, rodados entre si. Ao nível do contraventamento horizontal das cordas inferiores as diagonais cruzam sem rotação entre si, devido à ligação ser realizada com chapa *gousset* e com interrupção de uma das barras. Na Figura 3.2 é possível identificar o efeito da aplicação dos deslocamentos relativos dos centros de gravidade das diferentes barras.

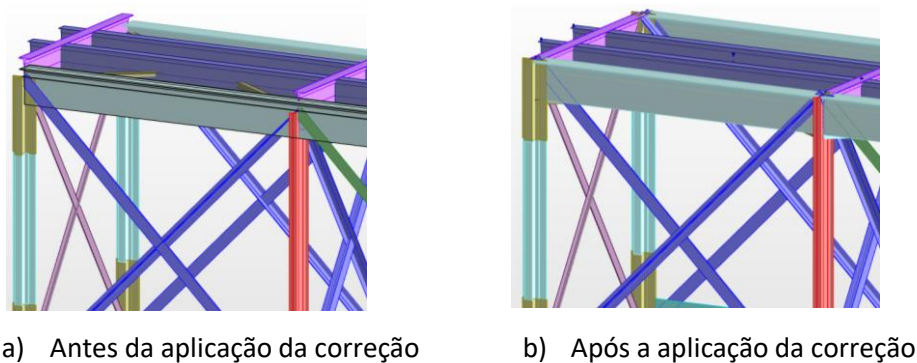


Figura 3.2 – Deslocamentos relativos dos centros de gravidade das barras.

3.2.3 Materiais

As informações acerca dos materiais estruturais são fundamentais para que a sua modelação seja a mais correta possível. Não existindo informação documental referente ao tipo de aço utilizado na construção, e dada a impossibilidade de se realizarem ensaios no sentido de obter essa mesma informação, assumiu-se um aço único S235 com as características indicadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Características do aço utilizado na modelação do tabuleiro.

E (módulo de elasticidade) = 210 GPa
ν (coeficiente de Poisson) = 0.3
ρ (massa volúmica) = 7852.8 kg/m ³

O módulo de elasticidade é uma das propriedades que apresenta maior variabilidade entre os aços, e tendo presente que se trata de uma ponte centenária cujas características dos aços utilizados poderão

não ser semelhantes aos utilizados atualmente, este parâmetro poderá influenciar os resultados do modelo numérico, nomeadamente as frequências de vibração. Este aspeto será discutido no Capítulo 5 aquando da apresentação da calibração manual do modelo numérico onde a sua influência será verificada.

3.2.4 Aparelhos de apoio

A estrutura metálica apresenta dois tipos de aparelhos de apoio distintos, que permitem diferentes movimentos em termos de deslocamentos e rotações (o referencial xyz consta da Figura 3.1). Desta forma, existem apoios que cumprem as seguintes condições:

- Apoios do tipo 1 (aplicável aos aparelhos de apoio de ambos os encontros e nos localizados sobre o pilar P2): deslocamentos em Y e Z bloqueados e em X livre; rotações no plano XZ livres e as restantes duas bloqueadas;
- Apoios do tipo 2 (aplicável aos aparelhos de apoio localizados sobre o pilar P1): deslocamentos X, Y e Z bloqueados; rotações no plano XZ livres e as outras duas bloqueadas;

Os aparelhos de apoio do tipo 1 encontram-se ilustrados na Figura 2.23 a) do capítulo anterior, enquanto os aparelhos de apoio do tipo 2 são representados na Figura 2.24 b) também do capítulo anterior. Relativamente aos primeiros, o deslocamento na direção longitudinal é conferido pelos roletes que se encontram na base dos apoios (o que não acontece nos apoios do tipo 2).

A correta definição do ponto de rotação dos aparelhos de apoios foi realizada recorrendo à introdução de uma barra infinitamente rígida e com densidade nula a unir o nó de interseção dos elementos estruturais do tabuleiro ao eixo de rotação do aparelho de apoio. Esta distância é da ordem dos 25-30 cm dependendo do aparelho de apoio.

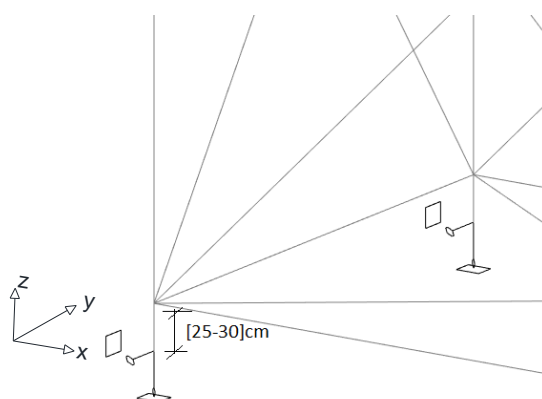


Figura 3.3 – Condições de apoio nos encontros com a definição do ponto de rotação do apoio.

3.2.5 Pilares

Os pilares foram modelados por intermédio de molas elásticas dispostas nas direções longitudinal (x) e transversal (y). Para efeito do cálculo da rigidez das molas considerou-se simplificada que ambos os pilares estão encastrados na fundação e livres na interseção com o tabuleiro e em ambas as direções.

Dado a inexistência de informação acerca das características mecânicas dos pilares assim como a sua constituição interna, admitiu-se um módulo de elasticidade equivalente de 10.0 GPa e assumiu-se simplificada como sendo maciços e homogêneos. O valor de base para o módulo de elasticidade admitido, teve como referência os estudos realizados na ponte ferroviária de Durrães (Costa et al. 2016) onde foram efetuados um conjunto de ensaios de caracterização geométrica e mecânica dos vários elementos constituintes da ponte de alvenaria de granito obtendo uma gama de valores para o módulo de elasticidade compreendidos entre 7 GPa e 23 GPa. De facto, o módulo de elasticidade equivalente do material dos pilares pode apresentar uma grande variabilidade devido ao material constituinte e ao possível estado de degradação (na mesma estrutura o material de diferentes pilares pode apresentar diferentes módulos de elasticidade). No mesmo pilar a constituição interna das secções pode apresentar materiais com diferentes módulos de elasticidade: material de enchimento – alvenaria de enchimento (mais fraca que a do paramento, $E \in [0.4-1.5]$ GPa) e a do paramento – alvenaria aparelhada com $E \in [7-23]$ GPa). Neste sentido, a realização de ensaios “*in situ*” que permitam estimar as suas propriedades mecânicas seria um elemento útil neste tipo de estudo.

Tendo em conta a inexistência de informação geotécnica ou do tipo de fundações implementadas, assumiu-se uma altura equivalente máxima do pilar medida a partir do solo até à extremidade superior. Na Tabela 3.3 apresentam-se as características geométricas que foram assumidas para o cálculo da rigidez das molas elásticas.

Tabela 3.3 – Características geométricas de cálculo do pilar.

Secção (m×m)		Altura (m)	Inércia
P1	4.63× 9.15	21.60	$I_x = 295.57 \text{ m}^4$ $I_y = 75.68 \text{ m}^4$
P2	4.96× 9.50	28.19	$I_x = 354.38 \text{ m}^4$ $I_y = 96.60 \text{ m}^4$

Desta forma, a rigidez transversal (K_T) e longitudinal (K_L) são dadas por:

i. Pilar P1 (Apoio 2):

$$K_T = \frac{3 \times E_p \times I_X}{L^3} = \frac{3 \times 10 \times 10^6 \times 295.57}{21.60^3} = 879873.73 \text{ kN/m}$$

$$K_L = \frac{3 \times E_p \times I_Y}{L^3} = \frac{3 \times 10 \times 10^6 \times 75.68}{21.60^3} = 225289.59 \text{ kN/m}$$

ii. Pilar P2 (Apoio 3):

$$K_T = \frac{3 \times E_p \times I_X}{L^3} = \frac{3 \times 10 \times 10^6 \times 354.38}{28.19^3} = 474575.41 \text{ kN/m}$$

As molas elásticas foram localizadas nos centros geométricos dos pilares P1 e P2 e pretendem traduzir o efeito da rigidez equivalente ao conjunto pilar/aparelhos de apoio dispostos segundo uma associação em série. Para o efeito foi modelada uma barra infinitamente rígida, no centro da qual foi introduzida uma mola com a rigidez equivalente ao conjunto pilar/aparelhos de apoio (Figura 3.4).

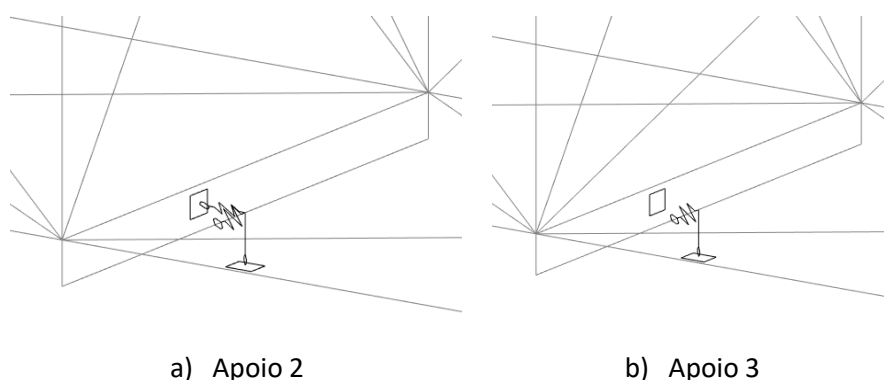
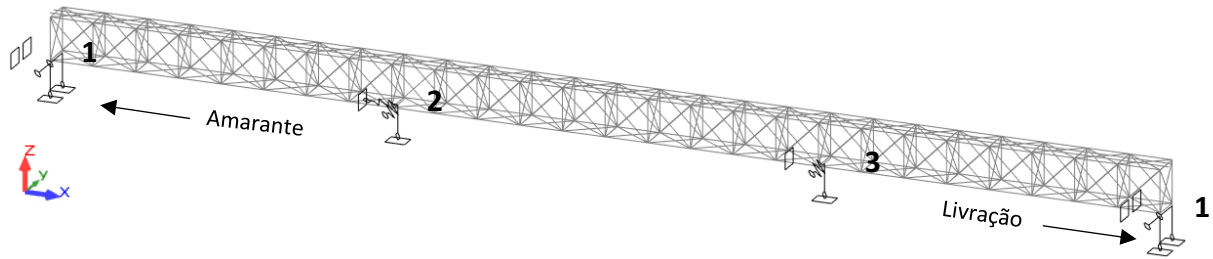


Figura 3.4 – Condições de apoio utilizadas sobre os pilares.

3.2.6 Configuração final dos apoios

Na Figura 3.5 apresenta-se um esquema simplificado da localização dos diferentes apoios e a respetiva constante de rigidez aplicada, nas situações em que a mesma é aplicável.



Legenda:

1 - Apoios com deslocamentos em Y e Z bloqueados e em X livres; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=225289.59 \text{ kN/m}$) e Y ($K_T=879873.73 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

3- Apoio central com deslocamento em X livre, restringido em Y ($K=474575.41 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 3.5 – Esquema final dos apoios do modelo numérico.

3.2.7 Elementos não estruturais

Os elementos não-estruturais incluem os guarda-corpos, os elementos de ligação (chapas *gouset* e rebites), os passadiços superior e inferior, entre outros. Na Tabela 3.4 apresenta-se uma estimativa da massa não estrutural presente no tabuleiro da ponte.

Tabela 3.4 – Pesos dos elementos não-estruturais.

Elementos	Características	Pesos
<p><i>Guarda-Corpos Superior</i></p>	<p><u>Perfis horizontais:</u></p> <p>- 2 cantoneiras 50×50×5 (mm): $G=3.77 \text{ kg/m}$</p> <p>-Perfil UPN 120×55: $G=13.4\text{kg/m}$</p> <p><u>Perfis verticais:</u></p> <p>- Perfil UPN 100×50: $G=10.6\text{kg/m}$</p>	<p><u>Peso por 2.5 metros:</u></p> <p>$P=13.4 \times 2.5 + 3.77 \times 2.5 \times 2 + 10.6 \times 1.17 = 64.752 \text{ kg}$</p> <p><u>Peso por metro: 25.9 kg/m</u></p>
		<p>Total: $3372.73 \times 2 = 6745.5 \text{ kg}$</p>

Tabela 3.4 – Pesos dos elementos não-estruturais (continuação).




Elementos	Características	Pesos
<p><i>Carris</i></p> 	<p>Carris UIC 54: P= 54 kg/m</p> <p>- Lado acesso Superior: L= 274.7m</p> <p>-Lado oposto acesso superior: L= 274.7m</p>	<p>P1= 274.7×54= 14833.8kg</p> <p>P2= 274.7×54= 14833.8kg</p>
		<p>Total: 29667.6 kg</p>
<p><i>Passadiço Superior</i></p> 	<p>Chapa L=130.9472m:</p> <p>-Largura:78.12 cm</p> <p>-Espessura: 0.5 cm</p> <p>Peso da chapa de 5mm = 42.75 kg/m²</p> <p>Perfis de suporte (2 perfis):</p> <p>UPN 120 G= 13.4 Kg/m</p>	<p>P= 42.75×0.7812= 33. 40kg/m</p> <p>Ptotal = 42.75×0.7812×130.9472+13.4×130.9472×2 = 12335.3 kg</p>
		<p>Total: 7882.5 kg</p>
<p><i>Passadiço Inferior</i></p> 	<p>Chapa L=130.0372m:</p> <p>-Largura: 83 cm; t: 1 cm</p> <p>Peso da chapa de 10mm = 82 kg/m²</p> <p>Perfis de suporte (2 perfis): UPN 120 G= 13.4 Kg/m</p>	<p>P= 82×0.83= 68.06 kg/m</p> <p>Ptotal = 82×0.83×130.0372+13.4×130.0372×2= 12335.3 kg</p>
		<p>Total: 12335.3 kg</p>

Tabela 3.4 – Pesos dos elementos não-estruturais (continuação).






Elementos	Características	Pesos
<p><i>Guarda-Corpos do passadiço Inferior</i></p> 	<p><u>Perfis horizontais:</u> L=129.6372m - 2 cantoneiras 40×40×6 (mm): G=3.52 kg/m</p> <p><u>Perfis verticais:</u> L=1.63m - 2 cantoneiras 40×40×6 (mm): G=3.52 kg/m</p> <p>(Por montante (27))</p>	<p>P_{total} = 3.52×129.6372×2+3.52×1.63×2×27= 1222.5kg</p> <p>Total: 1222.5 kg</p>
<p><i>Rebites</i></p> 	<p>Rebites de cabeça esférica (dupla). Diâmetro 30 mm</p> <p>Massa de 1000 cabeças: 40.4 kg</p>	<p>Quantidade de rebites aproximada: 61203 470 cabeças/m → 18.9 kg/m (9.49 kg/m a aplicar em cada corda superior)</p> <p>Total: 2472.6 kg</p>
<p><i>Chapas gousset - ligações inferiores</i></p> 	<p><u>Tramos Intermediários:</u> Seção quadrada A=0.3127 m² (t=1cm); Seção trapezoidal A= 0.3139 m² (t=0.5cm); <u>Pilares:</u> A=0.3127 m² (t=1cm); A=0.65×0.56 (t=0.5cm); <u>Encontros:</u> A= 0.2524 m² (t= 1 cm); A= 0.65×0.56 (t=0.5 cm)</p>	<p>P_{T1}= 0.3127×82 + 0.3139×42.75= 39.06 kg (por nó) (46 unidades)</p> <p>P_p= 0.3127×82+0.65×0.56×42.75= 41.20 kg (por nó) (4 unidades)</p> <p>P_E= 0.2524×82+ 0.65×0.56×42.75 = 36.26 kg (por nó) (4 unidades)</p> <p>Total: 2106.6 kg</p>

Tabela 3.4 – Pesos dos elementos não-estruturais (continuação).

Elementos	Características	Pesos
<p><i>Chapas gousset - ligações superiores</i></p> 	<p><u>Tramos Intermediários:</u> Seção trapezoidal A=0.2564 m² (t=1cm); Secção A=0.30×0.6450 (t=0.5cm); <u>Pilares:</u> A=0.44 m² (t=1cm); A=0.34×0.74 (t=1cm); <u>Encontros:</u> A= 0.1705 m² (t= 1 cm); A= 0.34×0.74 (t=1 cm).</p>	<p>$P_{TI} = 0.2564 \times 82 + 0.30 \times 0.6450 \times 42.75 =$ 29.30 kg (por nó) (46 unidades)</p> <p>$P_p = 0.44 \times 82 + 0.34 \times 0.74 \times 82 =$ 56.71 kg (por nó) (4 unidades)</p> <p>$P_E = 0.1705 \times 82 + 0.34 \times 0.74 \times 82 =$ 34.61 kg (por nó) (4 unidades)</p>
		<p>Total: 1713.1 kg</p>
<p><i>Chapas quadradas - cordas inferiores e superior junto aos montantes</i></p> 	<p>A= 0.297 m² (t=0.5cm) (corda do banzo superior)</p> <p>A= 0.293 m² (t=0.5cm) (corda do banzo superior)</p> <p>A= 0.258 m² (t=0.5cm) (corda do banzo inferior)</p>	<p>$P_{total} / unidade = 42.75 \times 0.297 =$ 12.70kg (36 unidades)</p>
		<p>$P_{total} / unidade = 42.75 \times 0.293 =$ 12.53kg (8 unidades)</p> <p>$P_{total} / unidade = 42.75 \times 0.258 =$ 11.03 kg (44 unidades)</p>
<p>TOTAL: 65188.5 kg</p>		<p>Total: 1042.8 kg</p>

A estimativa dos pesos dos elementos não estruturais teve por base o levantamento geométrico efetuado, à exceção da quantidade de rebites. Desta forma, procura-se minimizar o desvio em relação à realidade da massa dos elementos não-estruturais.

Na perspetiva da modelação a estratégia adotada foi a de aplicar casos de carga, em correspondência com a localização exata dos pesos dos elementos não estruturais, que posteriormente serão convertidos em massas.

No caso dos guarda-corpos e passadiços inferior e superior decidiu-se aplicar cargas verticais linearmente distribuídas ao longo das cordas. No caso do passadiço inferior, e respetivos perfis de suporte e guarda

corpos, a sua massa foi dividida pelas cordas inferiores das viga-treliça. No caso do passeio superior (e perfis de suporte) a sua carga foi aplicada apenas na corda respetiva.

Sobre o tabuleiro da ponte é ainda possível identificar vários troços de carril UIC 54 ao longo da sua extensão. A massa destes elementos foi considerada no modelo numérico mediante a consideração de cargas pontuais aplicadas nas carlingas, a uma distância de 0.324m das cordas superiores.

Na Figura 3.6 ilustra-se um pormenor do posicionamento dos carris sobre a estrutura.



Figura 3.6 – Pormenor do posicionamento dos carris.

Note-se que a distribuição da massa dos carris não é uniforme dado que existem locais onde existem maiores concentrações de troços de carril. Este facto foi tido em consideração uma vez que a distribuição da massa pode influenciar os parâmetros modais da estrutura.

A massa dos rebites foi estimada considerando um espaçamento médio igual a 14 cm, conforme visualizado nos registos fotográficos dos locais onde estão presentes, e com base nas indicações das *Tabelas Técnicas* (Farinha e Reis, 1993). Tendo o peso total de rebites por elemento estrutural, este foi distribuído linearmente pelo seu comprimento.

A massa das chapas de ligação das diagonais de contraventamento foi contabilizada no modelo numérico através da aplicação carga pontuais nos nós.

Na Tabela 3.5 apresenta-se um resumo com os casos de carga associados a cada uma das massas do elemento não-estrutural, assim como o respetivo somatório da massa. O tipo de carga aplicada e os locais de aplicação foram escolhidos de forma a aproximar as condições reais da estrutura e, deste modo, aproximar o comportamento do modelo numérico ao comportamento real da estrutura.

Tabela 3.5 – Cargas totais para contabilização da massa não-estrutural.

Elemento	Descrição Caso de carga	Σ Peso (kg)
Guarda-corpos do passadiço superior	Carga linearmente distribuída ao longo das cordas do banzo superior.	6736.7
Carris	Cargas pontuais localizadas nas carlingas	29667.6
Passadiço Superior	Carga linearmente distribuída ao longo da corda do banzo superior.	7828.7
Passadiço Inferior	Carga linearmente distribuída ao longo das cordas do banzo inferior.	12336.3
Guarda-corpos do passadiço inferior	Carga linearmente distribuída ao longo das cordas do banzo inferior.	1235.7
Rebites	Carga linearmente distribuída ao longo dos vários elementos.	2478.9
Chapas gousset	Cargas pontuais nos nós.	3819.6
Outras chapas	Cargas pontuais nos nós.	1042.8
	Σ Total	65146.1

Como se pode constatar pela análise da tabela, a massa dos carris exibe uma maior expressão comparativamente à dos restantes elementos não-estruturais, correspondendo a cerca de 45.5 %.

Na Figura 3.7 é possível averiguar de forma clara a parcela do peso dos carris relativamente ao peso estrutural representando cerca de 19.1 %, seguido do passadiço inferior com uma percentagem de 7.9 %.

No total, as massas não estruturais representam cerca de 41.9 % da massa estrutural.

Elementos não-estruturais

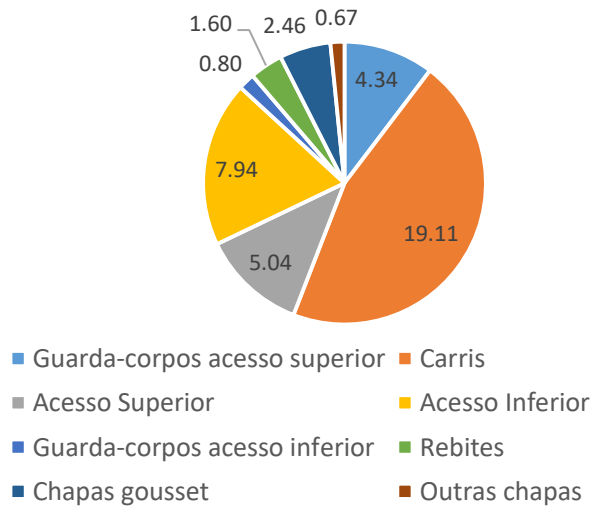


Figura 3.7 – Massa dos elementos não-estruturais e dos elementos estruturais.

Efetivamente, a não consideração da massa dos elementos não estruturais na modelação numérica levaria seguramente, na fase posterior de comparação de resultados experimentais e numéricos, a desvios bastante elevados.

3.2.8 Ligações estruturais

A ligação das diagonais de contraventamento foi realizada ao nível do centro geométrico do nó de interseção das várias barras concorrentes. De forma a retratar o comportamento mecânico das ligações metálicas (chapas *gousset*) que não foram modeladas, foram aplicadas descontinuidades (“Releases”) em cada extremidade das diagonais (Figura 3.8).

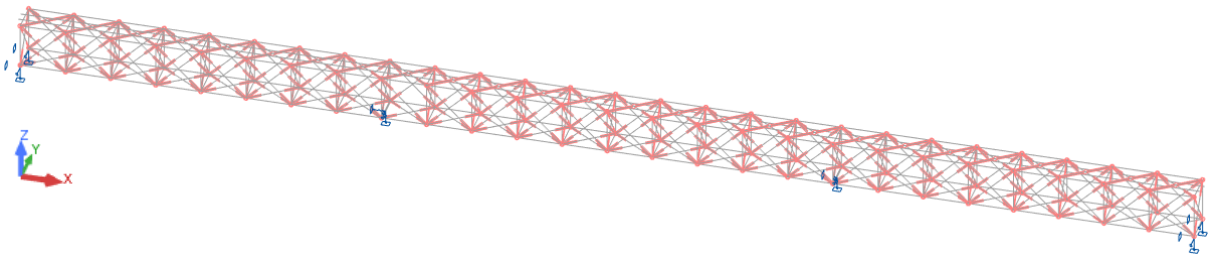
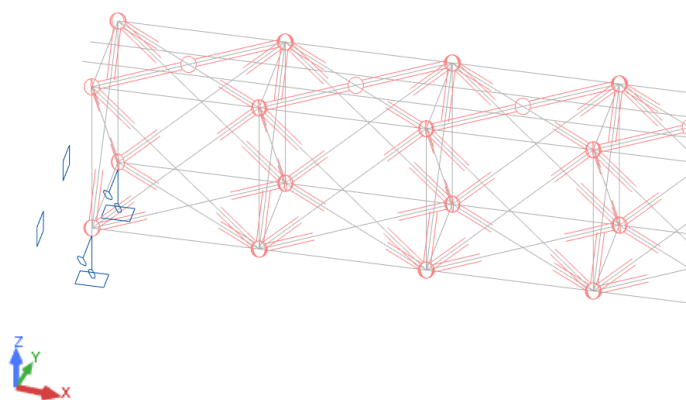
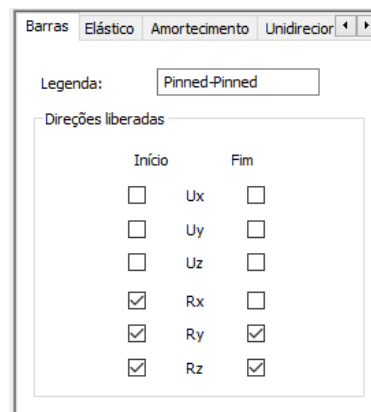


Figura 3.8 – Esquema geral das libertações.

O tipo de descontinuidade aplicada permite que hajam rotações nas direções principais (Figura 3.9).



a) Pormenor das libertações



b) Tipo de libertação aplicada

Figura 3.9 – Aplicação de descontinuidades nas diagonais de contraventamento.

Nas diagonais de contraventamento horizontal superior uma das diagonais encontra-se seccionada a meio, e ligada por uma chapa à outra diagonal inteiriça. Essa ligação também foi alvo de aplicação de libertações à semelhança das restantes diagonais.

Um outro aspeto importante na estrutura treliçada é o da ligação efetuada entre as longarinas e as carlingas, conforme já demonstrado anteriormente na descrição da ponte. Foi considerada ser uma ligação suficientemente rígida e, portanto, optou-se por não aplicar libertações neste caso.

3.2.9 Deformada devido a ações permanentes

A deformada devido ao peso próprio dos elementos estruturais é a apresentada na Figura 3.10, exibindo um deslocamento máximo de 0.52 cm a meio vão do tramo central.

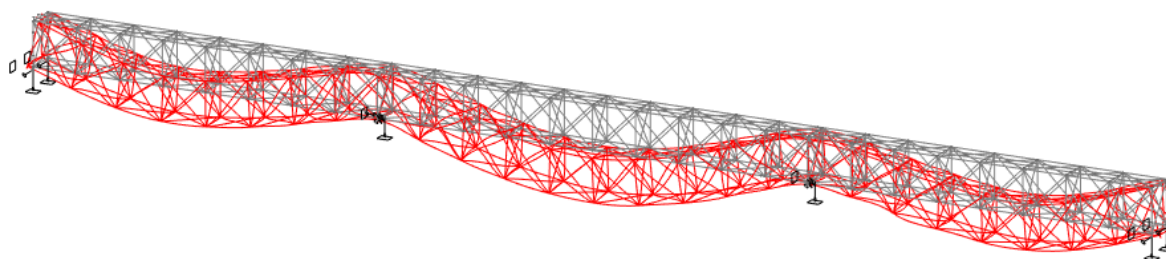


Figura 3.10 – Deformada do tabuleiro devido ao peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais.

3.3 ANÁLISE MODAL

A análise modal teve como objetivo a obtenção dos parâmetros modais de carácter global da estrutura.

Os elementos esbeltos da estrutura metálica originaram um número significativo de modos de vibração locais. São disso exemplo os contraventamentos horizontais que, por serem elementos com pouco rigidez, são responsáveis por um número significativo de modos de vibração locais com frequências naturais semelhantes, sejam associados a cada diagonal de cada contraventamento ou mesmo conjuntos de diagonais de contraventamento. Por este motivo, a seleção dos modos globais tornar-se-ia mais demorada sendo necessária a análise de um maior número de modos de vibração.

No caso da estrutura estudada depois de uma análise modal preliminar, foi possível verificar que os elementos estruturais para os quais estão associados um maior número de modos de vibração locais são os contraventamentos horizontais. A título de curiosidade apresenta-se na Figura 3.11 o exemplo de modo de vibração local associado a estes elementos.

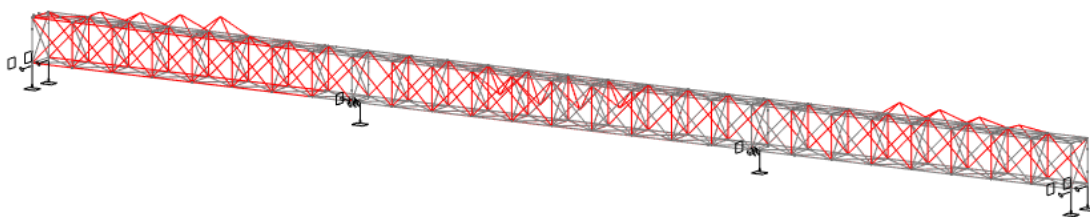


Figura 3.11 – Modo de vibração local dos contraventamentos horizontais.

O modo de vibração anterior refere-se ao 28º modo de vibração com frequência natural de 3.19 Hz, sendo possível verificar que se trata de um modo local associado ao contraventamento horizontal superior do tabuleiro.

O primeiro modo global (transversal) só é identificado pelo 27º modo de vibração numérico e combinado com modos locais dos contraventamentos horizontais.

Sendo assim, e com o propósito de despistar os modos locais associados ao contraventamento horizontal, criou-se um novo caso de carga relativo ao peso de elementos estruturais mais esbeltos, nomeadamente diagonais, para a sua aplicação na forma de forças concentradas nos nós, conforme se pode verificar pela Figura 3.12.

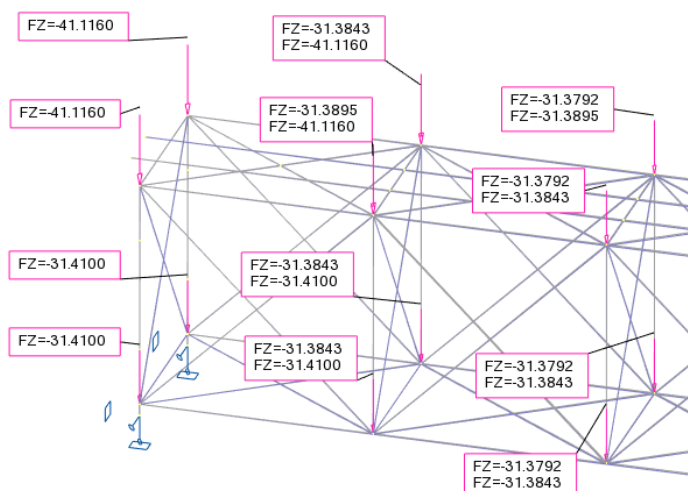


Figura 3.12 – Caso de carga: contraventamento horizontal.

Os casos de carga associados às massas dos elementos estruturais (contraventamentos horizontais) e elementos não estruturais (carris, peso de rebites, *goussset*, entre outros) foram convertidos para a massa global dinâmica conforme se ilustra na Figura 3.13.

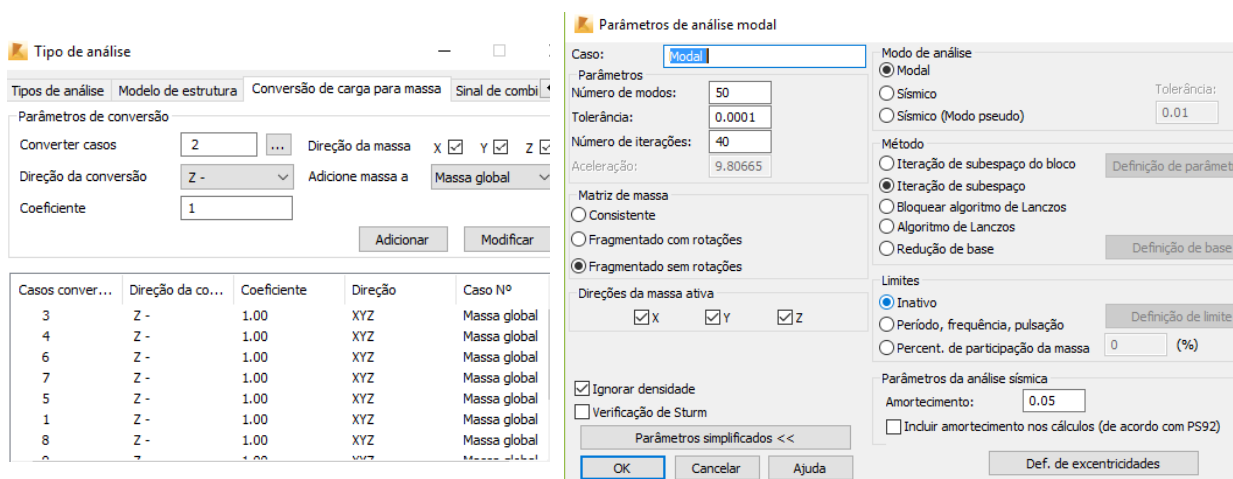
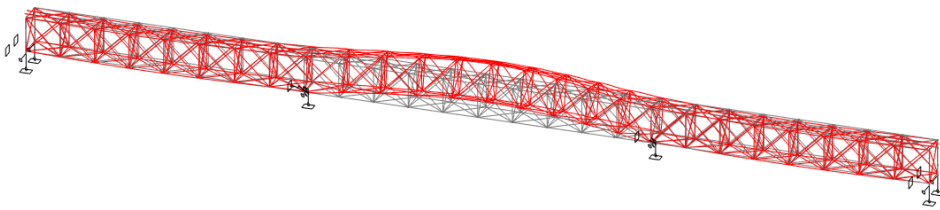


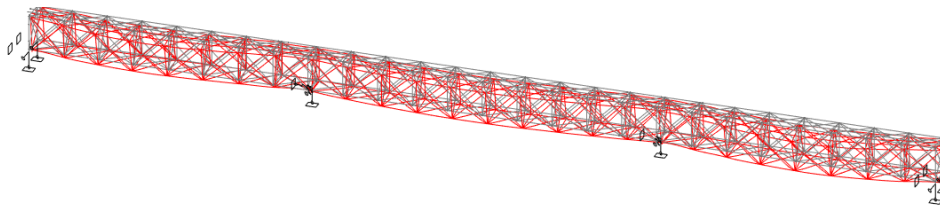
Figura 3.13 – Conversão em massa dos casos de carga relativos aos pesos estruturais e não-estruturais.

Convém referir que foi ignorada a densidade do peso próprio da estrutura, e convertido o respetivo caso de carga para massa de forma a serem obtidos apenas os modos de vibração globais.

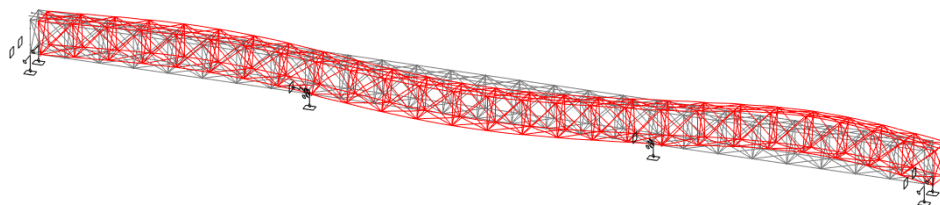
Na Figura 3.14 apresentam-se as configurações dos primeiros 20 modos de vibração globais e as respetivas frequências naturais.



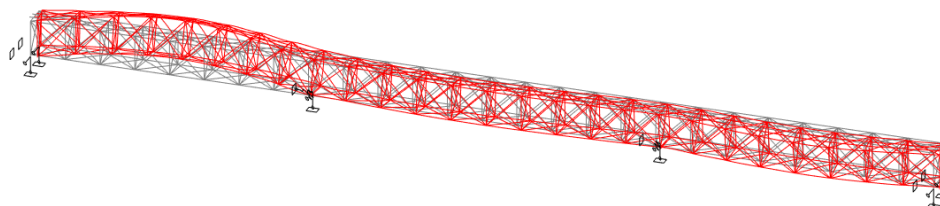
a) Modo 1 - Modo Transversal, $f= 3.11$ Hz.



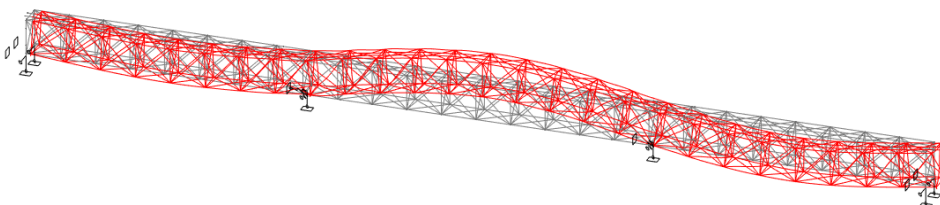
b) Modo 2 - Modo Transversal, $f=3.72$ Hz



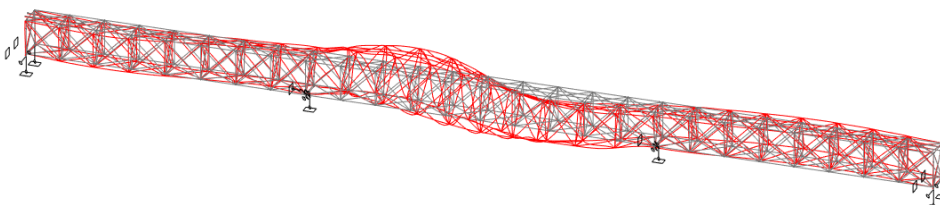
c) Modo 3 - Modo Transversal, $f=3.73$ Hz



d) Modo 4 - Modo transversal, $f=3.73$ Hz

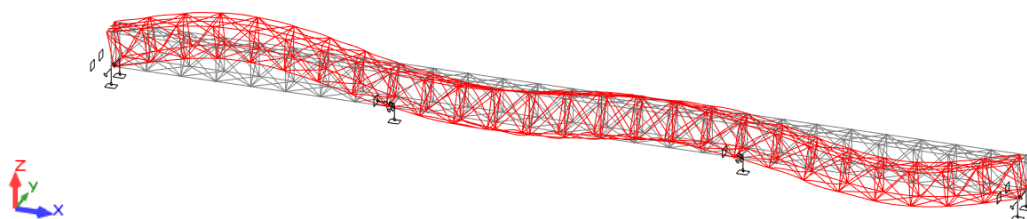


e) Modo 5 - Modo vertical, $f=4.80$ Hz

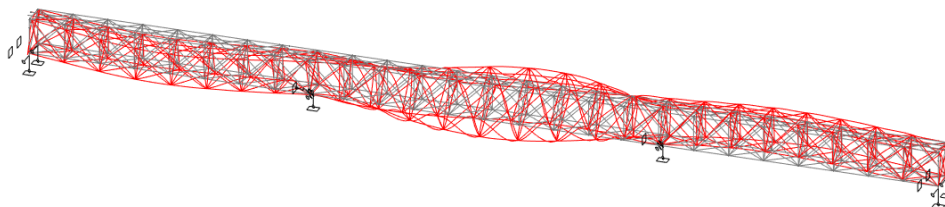


f) Modo 6 - Modo torção, $f= 6.22$ Hz

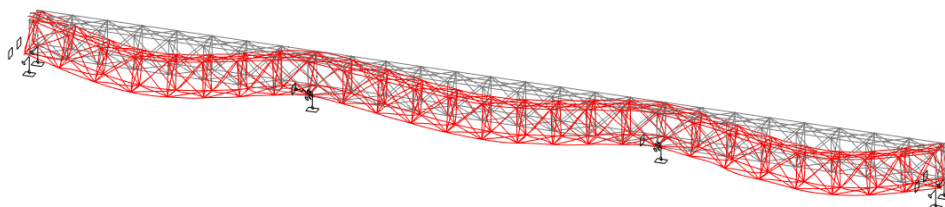
Figura 3.14 – Modos de vibração do modelo numérico.



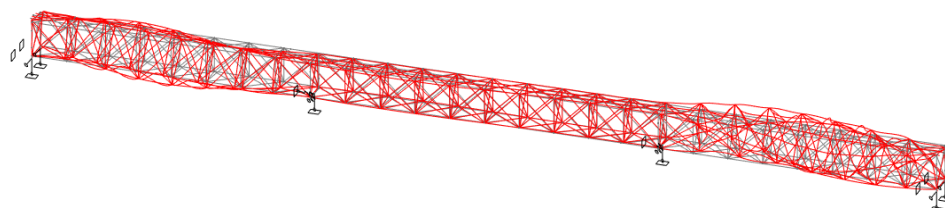
g) Modo 7 - Modo vertical, $f=6.39\text{Hz}$



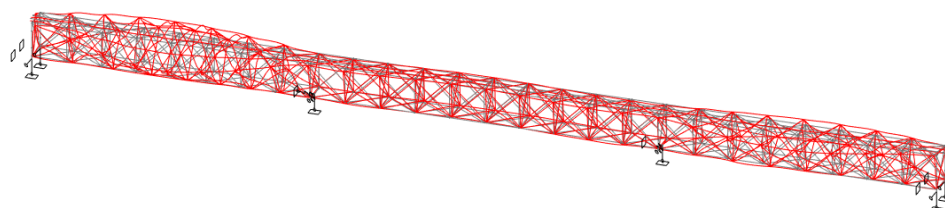
h) Modo 8 - Modo torção, $f=6.41\text{Hz}$



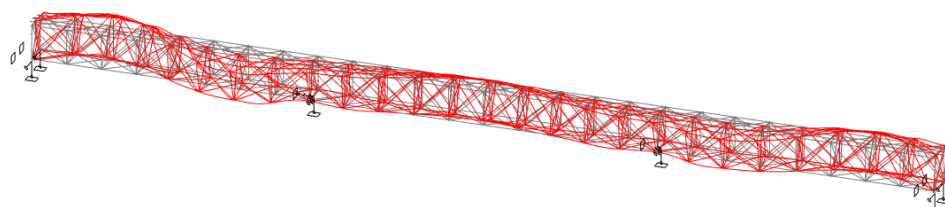
i) Modo 9 - Modo vertical, $f=7.19\text{Hz}$



j) Modo 10 - Modo torção, $f=7.77\text{Hz}$

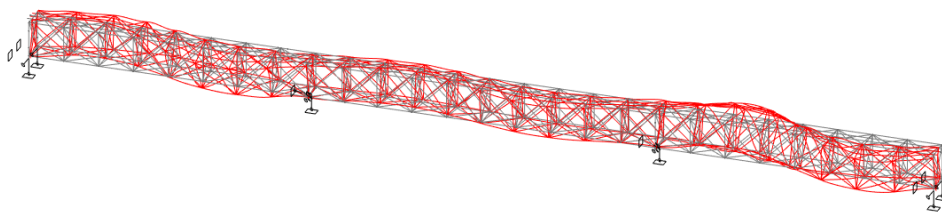


k) Modo 11 - Modo torção, $f=7.80\text{Hz}$

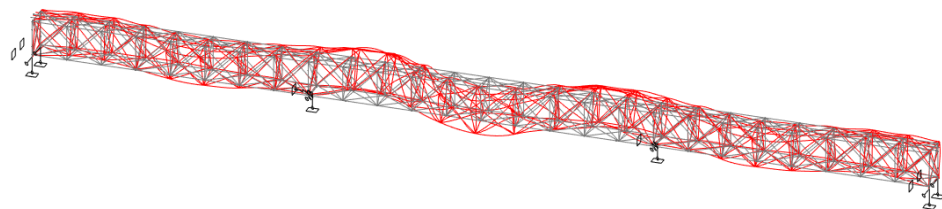


l) Modo 12 - Modo Transversal, $f=7.93\text{Hz}$

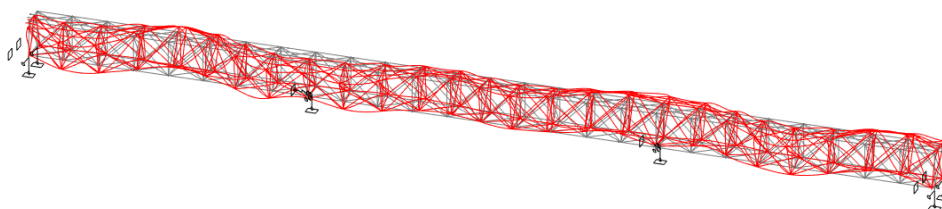
Figura 3.14 – Modos de vibração do modelo numérico (continuação).



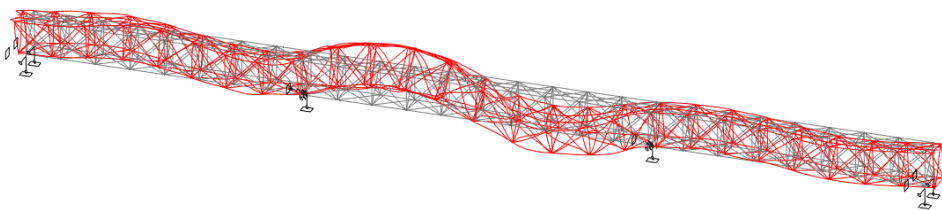
m) Modo 13 - Modo Transversal, $f=8.20\text{Hz}$



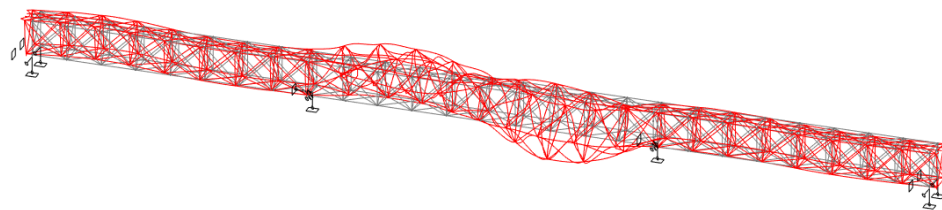
n) Modo 14 - Modo Transversal, $f=9.97\text{Hz}$



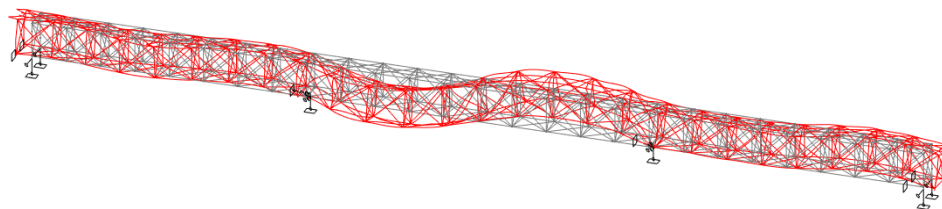
o) Modo 15 - Modo Transversal, $f=11.81\text{Hz}$



p) Modo 16 - Vertical-Torção Modo, $f=11.98\text{Hz}$

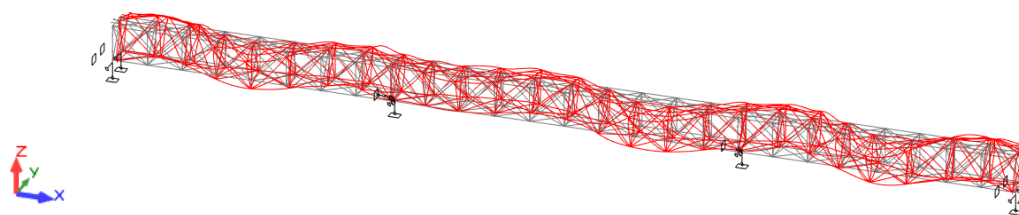


q) Modo 17 - Torção, $f=12.19\text{Hz}$

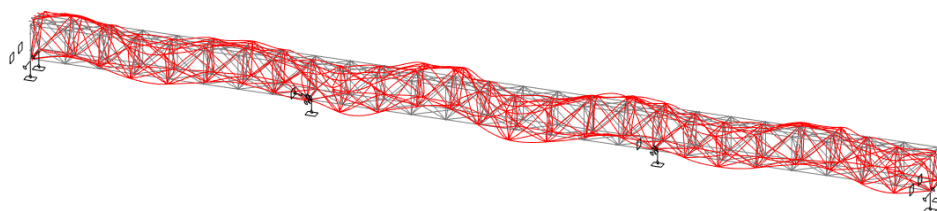


r) Modo 18 - Vertical, $f=12.44\text{Hz}$

Figura 3.14 – Modos de vibração do modelo numérico (continuação).



s) Modo 19 - Modo transversal, $f=12.52\text{Hz}$



t) Modo 20 - Modo transversal, $f=13.81\text{Hz}$

Figura 3.14 – Modos de vibração do modelo numérico (continuação).

Verifica-se pela análise dos modos apresentados, que a estrutura apresenta alguma complexidade associada à existência de vários modos de torção. Uma análise preliminar permite identificar um conjunto de frequências relativamente próximas.

A realização da matriz autoMAC entre os modos de vibração numéricos a partir dos seus vetores próprios permite concluir que a generalidade os modos são linearmente independentes entre si e, portanto, não se assemelham com nenhum outro modo de vibração.

No entanto, constata-se pela análise da Figura 3.15 que existe uma semelhança entre os modos de vibração 16 e 18 com uma percentagem de $\text{MAC}=63\%$, fundamentada pela elevada semelhança das suas configurações modais conforme se pode verificar na Figura 2.37p) (Modo 16) e Figura 2.37r) (Modo 18).

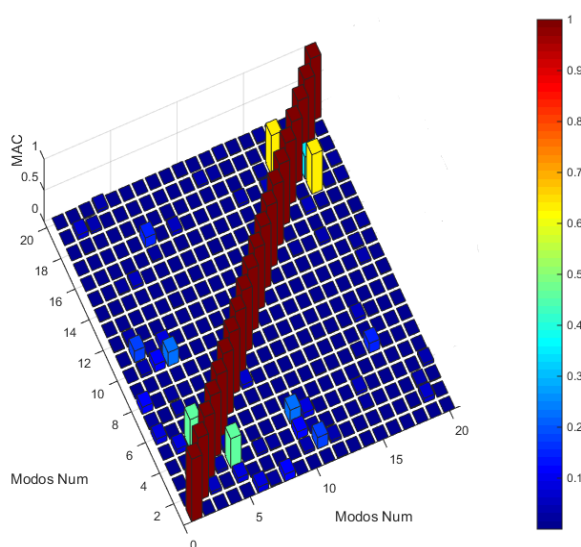


Figura 3.15 – AutoMAC entre os modos de vibração numéricos.

CAPÍTULO 4

ENSAIO DINÂMICO DA PONTE FERROVIÁRIA DA BAIA

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é descrito o ensaio de vibração ambiental da ponte ferroviária da Baía realizado nos dias 21 e 22 de junho de 2017. A par da descrição do ensaio de vibração ambiental é realizada a exposição dos conceitos e metodologias aplicadas na conceção e planeamento do ensaio, assim como é apresentado o equipamento utilizado e as suas características técnicas.

O ensaio de vibração ambiental teve como principal objetivo a identificação das propriedades dinâmicas da ponte ferroviária, nomeadamente as configurações dos modos de vibração, as frequências naturais de vibração e os coeficientes de amortecimento.

A técnica de identificação modal utilizada foi a versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência, EFDD, recorrendo ao programa ARTeMIS (2015). Este programa possibilita a aplicação da técnica EFDD de forma bastante automática e assegurando a identificação de modos de vibração com frequências próximas além de uma boa estimativa dos coeficientes de amortecimento modais.

4.2 NOÇÕES GERAIS

4.2.1 Aspetos básicos de processamento de sinal

Num ensaio dinâmico a obtenção dos registos temporais de acelerações envolve um conjunto de operações de aquisição e tratamento dos sinais medidos, vulgarmente designadas de operações de processamento do sinal.

O sinal contínuo analógico medido pelos transdutores (por exemplo, acelerómetros) é convertido em séries discretas de amostragem. Neste sentido, a conversão analógica/digital envolve as operações de amostragem e de quantização.

A - Amostragem

A amostragem é um processo segundo o qual o sinal contínuo analógico é transformado num sinal digital discreto, fixando um intervalo de tempo predefinido (Δt) segundo o qual são extraídos os valores dos sinais analógicos.

O intervalo de tempo definido para a amostragem afeta a precisão da representação pelo que é necessário ter em consideração as indicações do teorema de Nyquist, que refere que a frequência de amostragem, f_s , deve ser igual ou superior ao dobro da frequência máxima (f_{max}) do sinal original:

$$f_s = \frac{1}{\Delta t} = 2 \times f_{Nyq} \geq 2 \times f_{Max} \tag{4.1}$$

A título de exemplo, quando se utiliza uma frequência de amostragem inferior à do sinal original são gerados sinais com frequências adulteradas (Figura 4.1) devido a um erro comumente denominado de *aliasing*.

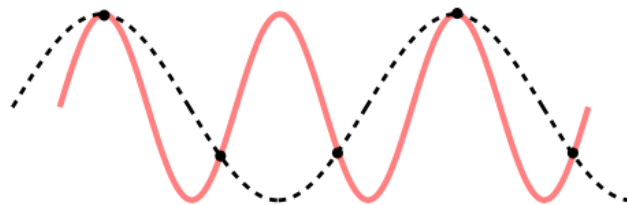


Figura 4.1 – Aliasing (retirado de URL: <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:CPT-sound-nyquist-theorem-1.5percycle.svg>).

Um dos principais objetivos na discretização do sinal analógico é a redução da quantidade de informação que será posteriormente analisada, aumentando por isso a rapidez no seu processamento.

B - Quantização

A quantização do sinal envolve a conversão da amplitude de um valor analógico para um valor inteiro mais próximo (Figura 4.2).

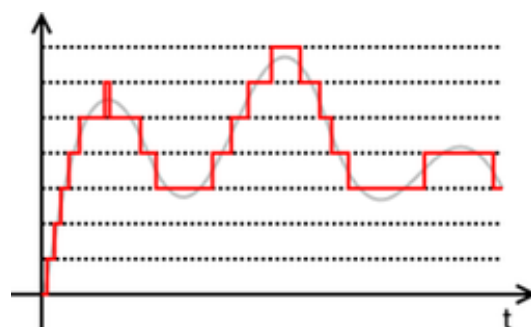


Figura 4.2 – Quantização do sinal analógico (retirado de URL: <https://multimediabasica.weebly.com/tecnologias-multimeacutedia.html>).

C - Erros de medição

O processamento das séries medidas deve envolver sempre a visualização do sinal recorrendo à sensibilidade e experiência por parte de quem realiza a medição.

Um das deficiências que ocorre com alguma regularidade é a saturação do sinal, traduzido pelo aparecimento de sinais cortados. Esta imprecisão ocorre quando a capacidade máxima ou mínima do sistema de aquisição (usualmente ± 5 Volt ou ± 10 Volt) é ultrapassada. A saturação do sinal é facilmente identificada pela inspeção visual dos gráficos em função do tempo, onde se destaca um pico singular, ou seja, de amplitude anormalmente elevada em relação ao restante registo temporal.

No caso prático do presente trabalho (ver secção 4.3), a excitação forçada da estrutura envolveu passos aleatórios de pessoas. Assim, um excesso na força de excitação na proximidade dos acelerómetros propicia o aparecimento da saturação do sinal medido dada a elevada sensibilidade dos transdutores utilizados.

Outra anomalia consiste nas perdas momentâneas ou permanentes do sinal medido, geralmente associadas a uma falha da fonte de alimentação, à saturação do sinal ou a uma ligação deficiente.

D - Outras operações

Existem ainda outras operações de processamento das séries medidas, nomeadamente: a correção da linha de base e remoção de tendências; e a decimação do sinal.

A correção da linha de base permite centrar o registo em torno do zero enquanto a remoção de tendências permite a eliminação de offsets constantes ou lineares do sinal.

A decimação do sinal consiste na reamostragem do sinal, isto é, as séries de resposta passam para uma frequência de amostragem ainda mais baixa o que reduz ainda mais a quantidade de informação que posteriormente é processada.

4.2.2 Identificação dinâmica de estruturas: análise modal estocástica

A identificação dinâmica de estruturas pode ser realizada com base em dois tipos de abordagens: a identificação modal clássica e a identificação modal estocástica.

A identificação modal clássica é adequada para ensaios cuja força de excitação é conhecida, normalmente associada a ensaios de excitação forçada em que força imposta à estrutura é conhecida e medida a resposta do sistema.

A identificação modal estocástica é particularmente adequada em ensaios dinâmicos onde a natureza da excitação não é controlável nem quantificável de forma determinística, como é tipicamente o caso das ações ambientais (vento, tráfego, etc.). A excitação ambiental é tipicamente assimilável a um processo

estocástico gaussiano, do tipo ruído branco e com média nula. Um ruído branco é um sinal aleatório de banda larga com um conteúdo energético idêntico em todas as frequências (Mendes, 2008).

No âmbito do presente trabalho a determinação das propriedades dinâmicas da estrutura recaiu sobre a versão melhorada do método da decomposição no domínio da frequência (EFDD – *Enhanced Frequency Domain Decomposition*) que se encontra implementado no programa comercial ARTeMIS (2015).

Na Figura 4.3 ilustra-se de forma simplificada o procedimento típico associado à identificação modal com base na aplicação da técnica EFDD.

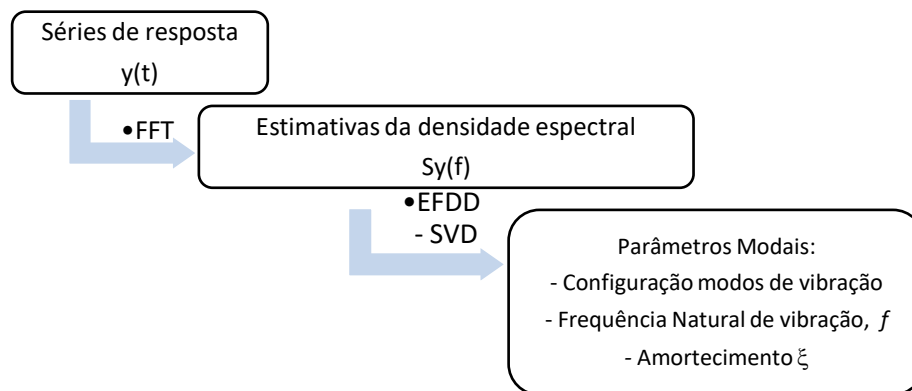


Figura 4.3 – Metodologia identificação parâmetros modais: EFDD.

O processo inicia-se no processamento das séries temporais dos acelerómetros com base na aplicação de uma transformada rápida de Fourier (FFT) tendo em vista a obtenção das funções de densidade espectral dos registos medidos (respostas). Desta análise resulta uma matriz de funções de densidade espectral, em que os elementos da diagonal principal da matriz são designados por auto-espectros e os restantes elementos denominados por espectros cruzados.

Posteriormente é realizada a decomposição em valores singulares (SVS) da matriz de espectros das respostas da estrutura $S_y(\omega)$ em função da frequência angular:

$$S_y(\omega) = U_k \times S_k \times U_k^H \tag{4.2}$$

onde:

S_k –matriz diagonal, com dimensão $n \times n$ (n corresponde ao número de pontos instrumentados e n à dimensão da matriz S_y) que contém os valores singulares da matriz dos espectros da resposta;

U_k –matriz que contém os vetores singulares da matriz dos espectros da resposta.

No método EFDD são assumidos os seguintes pressupostos:

- i. a excitação é do tipo ruído branco;
- ii. o amortecimento da estrutura é reduzido;
- iii. o amortecimento é do tipo proporcional e viscoso.

No método EFDD a identificação das frequências de vibração envolve a seleção dos picos dos espectros de valores singulares, incluindo também as zonas dos espectros onde os vetores singulares têm uma elevada correlação entre si correspondendo, desta forma, à resposta do sistema de um sistema de 1 GL com a mesma frequência de vibração.

No caso de modos de vibração com frequências afastadas, da seleção dos picos é geralmente realizada com base na curva do primeiro valor singular, e com base numa zona do espectro mais estreita e com uma contribuição marginal das zonas do espetro vizinhas.

No caso de modos de vibração com frequências próximas ou muito próximas, a identificação das frequências de vibração poderá envolver a análise da curva do 2º valor singular do espectro.

A determinação dos coeficientes de amortecimento e das frequências naturais é realizada aplicando o algoritmo da IFFT (“*Inverse Fourier Fast Transform*”) às funções de densidade espectral.

A determinação do decremento logarítmico (δ) pode ser realizada com base na seguinte expressão:

$$\delta = \ln\left(\frac{v_n}{v_{n+1}}\right) = \frac{1}{m} \times \ln\left(\frac{v_n}{v_{n+1}}\right) \quad (4.3)$$

onde:

m – número de ciclos;

v_n e v_{n+1} – valores extremos da função de auto correlação nos ciclos n e n+1.

4.3 PLANEAMENTO DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

O ensaio de vibração ambiental é um ensaio “*in situ*” que permite estimar as propriedades dinâmicas da estrutura (frequências naturais de vibração, modos de vibração e coeficientes de amortecimento) através da sua resposta às ações ambiente (ação do vento, microssismicidade, ação tráfego nas imediações, ações fluviais, etc.). Trata-se de um ensaio que mede apenas a resposta da estrutura (*output-only*) às ações ambiente e cuja fonte de excitação não é controlada (não é possível quantificar de forma determinística as forças de excitação ambiental).

Este ensaio tem como principais vantagens o menor custo, menor logística em termos de equipamentos, maior eficiência na avaliação da resposta dinâmica da estrutura para gama de frequências baixas (0-1Hz)

comparativamente a ensaios de vibração forçada, e não necessitar de interromper o normal funcionamento da estrutura durante o ensaio. Este tipo de ensaio tornou-se ainda mais popular devido aos recentes avanços tecnológicos ao nível dos transdutores e sistemas de aquisição que são capazes de realizar medições de qualidade com níveis de vibração cada vez mais baixos.

Um ensaio de vibração ambiental envolve a instrumentação de vários pontos da estrutura, previamente definidos de acordo com o planeamento, por intermédio de transdutores que transformam uma grandeza física (deslocamento, velocidade, aceleração ou extensão) num sinal elétrico proporcional a essa grandeza (Rodrigues, 2004).


O planeamento do ensaio envolve um conjunto de aspetos fundamentais (Rodrigues, 2004):

- Visita preliminar à estrutura para verificar as condições de acesso à ponte, averiguar a acessibilidade dos vários pontos a instrumentar e a exequibilidade dos procedimentos previstos decorrerem no ensaio;
- Realização prévia de um modelo numérico da estrutura, e correspondente estimativa dos parâmetros modais, permitindo antever os valores e configurações expectáveis para o ensaio;
- Definição do número de pontos a instrumentar (depende essencialmente do número de transdutores disponíveis), e a respetiva localização de acordo com o modelo numérico de forma a obter configurações modais bem definidas;
- Estratégia da distribuição dos cabos e a sua movimentação no decorrer do ensaio, assim como a movimentação dos aparelhos de medição, de modo a minimizar o custo em cabos e o tempo despendido na sua movimentação entre *setups*, uma vez que geralmente o número de pontos a medir é superior ao número de sensores disponíveis para realizar a medição. Neste caso, dever-se-á adotar um método de ensaio por fases (*setups*) e consequentemente definir a técnica de ensaio;
- Todos os cabos e sensores devem estar devidamente etiquetados de acordo com uma simbologia de forma a se conseguir relacionar o sensor ao correspondente cabo e, desta forma, minimizar o tempo do ensaio;
- No caso de não haver excitação suficiente, dever-se-á recorrer à excitação forçada. Esta deverá ser aleatória no tempo e no espaço de modo a reproduzir adequadamente as condições a que a estrutura está sujeita na realidade.

4.3.1 Equipamentos

A medição das acelerações foi realizada recorrendo a 14 acelerómetros da marca PCB, em que 13 foram obtidos por empréstimo da unidade I&D CONSTRUCT, e 1 pertencia ao Laboratório de Estruturas do ISEP. Estes acelerómetros têm uma elevada sensibilidade, 10 V/g, permitindo medir acelerações na gama de valores $\pm 0.5g$ e numa gama de frequências entre 0.15 Hz e 1000 Hz (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Características técnicas dos acelerómetros.

Marca	PCB	
Número de modelo	393B12	
Sensibilidade	10000 mV/g	
Gama de frequência	($\pm 5\%$) 0.15 to 1000 Hz	
Gama de medição	$\pm 0.5g$	
Tipo/Funcionamento	Cerâmico/Corte	

Os acelerómetros piezoelétricos são dotados de cristais piezoelétricos que emitem um sinal elétrico, em Volt, proporcional à vibração a que estão submetidos. Os acelerómetros utilizados são unidirecionais, pelo que só medem a resposta na direção paralela ao seu eixo.

4.3.2 Sistema de aquisição de dados

A aquisição de dados foi realizada através de um sistema cDAQ-9172, da National Instruments, tendo-se recorrido a 4 módulos NI 9234 para acelerómetros do tipo IEPE, com 4 canais analógicos cada e com gama de entrada $\pm 5V$. A leitura dos registos foi realizada através de um computador portátil, com o software LabVIEW instalado e que permitiu o controlo e a aquisição dos dados do ensaio (Figura 4.4).



Figura 4.4 – Sistema de aquisição de dados cDAQ-9172, incluindo os módulos NI 9234, e computador portátil.

A transmissão dos dados entre os acelerómetros e o sistema de aquisição de dados foi realizada através de cabos coaxiais, munidos de ficha BNC, e conectores, ligados aos módulo NI 9234.

A alimentação do sistema de aquisição de dados e do PC foi realizada através de uma bateria de corrente contínua, com suporte de um conversor de corrente. A bateria estava ligada à terra por intermédio de um varão de cobre de modo à referencial terra de todo o sistema seja idêntico. Na aquisição de dados foi utilizado o programa LabView, onde desenvolvida para o efeito uma rotina com interface gráfica. No painel frontal é possível visualizar os registos em tempo real do sinal original e do sinal decimado de cada acelerómetro, conforme representado na Figura 4.5.



Figura 4.5 – Painel frontal de aquisição da rotina desenvolvida no programa LabView.

Na Figura 4.6 ilustra-se a programação gráfica de suporte à rotina desenvolvida e que permite a edição das configurações dos acelerómetros, além da visualização e gravação dos sinais original e decimado.

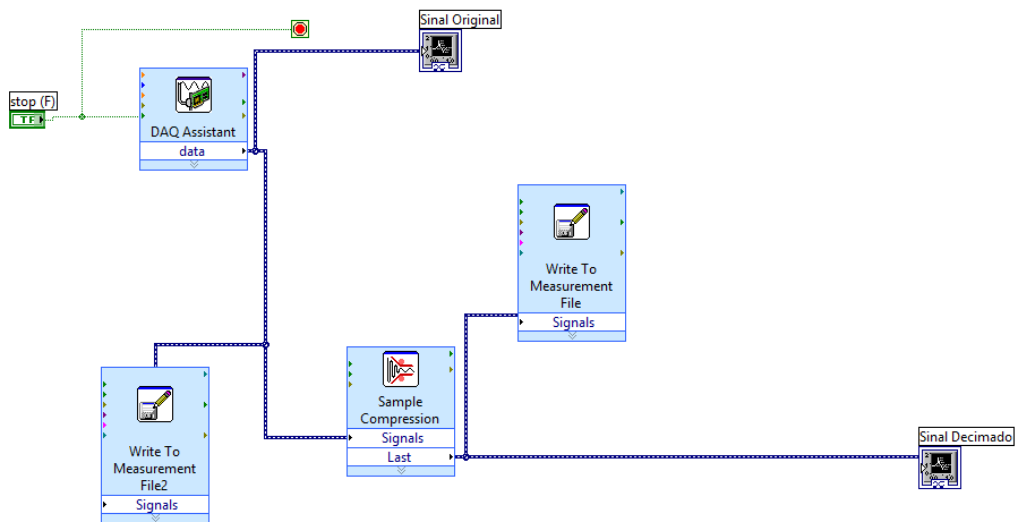
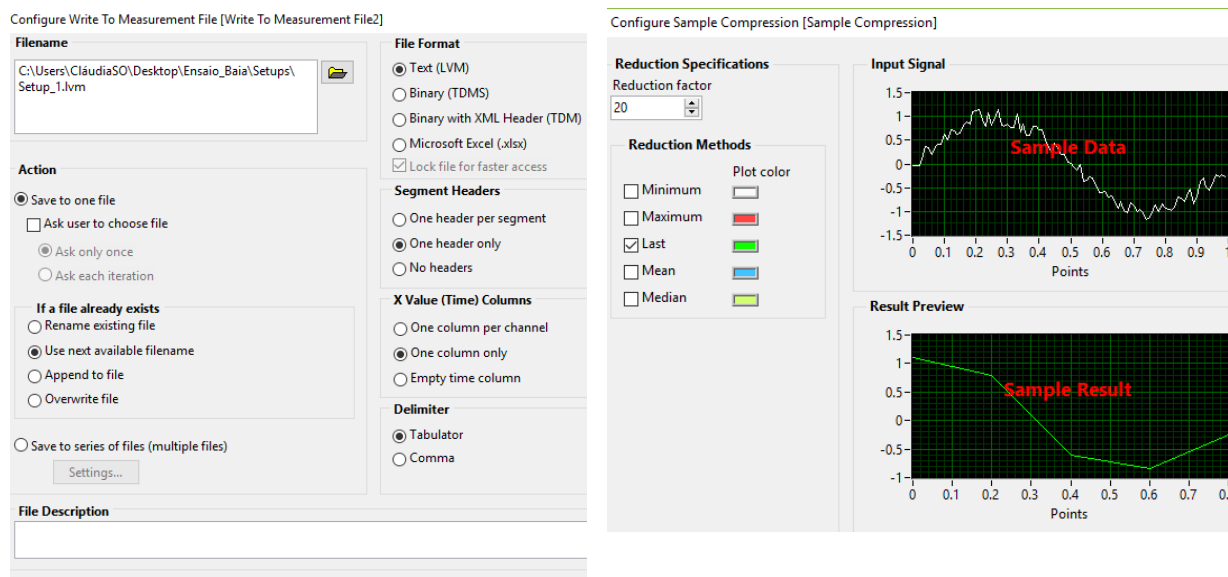


Figura 4.6 – Programa LabView – diagrama de blocos.

O bloco *DAQ Assistant* possibilita o acesso à configuração dos acelerómetros conforme a Figura 4.6, e o bloco *Write to Measurement* permite alterar o local onde são guardados os ficheiros dos registos assim

como alterar o seu formato. O sinal decimado foi obtido com um fator de redução de 20 em relação ao sinal original, como demonstra a Figura 4.7b).



a) Configuração dos ficheiros de aquisição dos registos

b) Configuração do sinal decimado

Figura 4.7 – Configurações da aquisição do sinal.

4.3.3 Configurações experimentais

A técnica de ensaio utilizada consistiu em colocar alguns transdutores em pontos fixos (chamados pontos de referência) enquanto os restantes transdutores vão sendo movimentados e deste modo cobrir todos os pontos experimentais previstos. A malha de pontos deve ser o mais completa possível de forma a permitir reproduzir de forma mais correta a configuração dos modos de vibração da estrutura (Figura 4.8).

Nesta técnica é necessário ter em atenção que os pontos de referência não podem estar localizados em pontos cujas ordenadas modais sejam nulas. Os pontos de referência são utilizados posteriormente para relacionar a resposta entre os pontos instrumentados em diferentes *setups*.

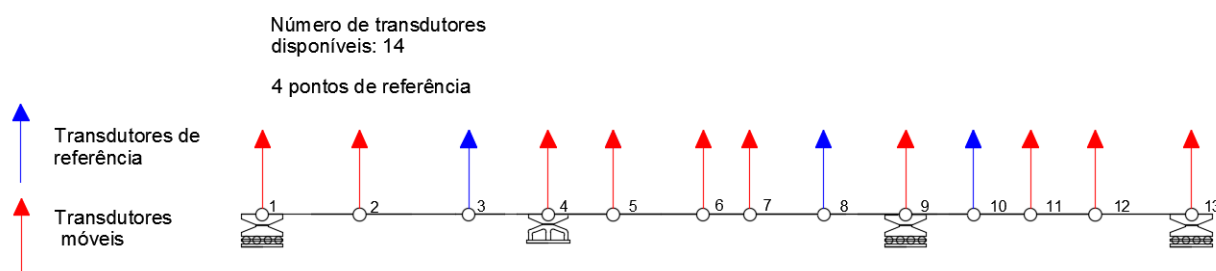


Figura 4.8 – Técnica de ensaio com pontos de referência fixos (adaptado de Rodrigues, 2004).

Na Figura 4.9 são apresentadas as 7 configurações experimentais (setups 1 a 7) utilizadas no ensaio dinâmico da ponte da Baía.

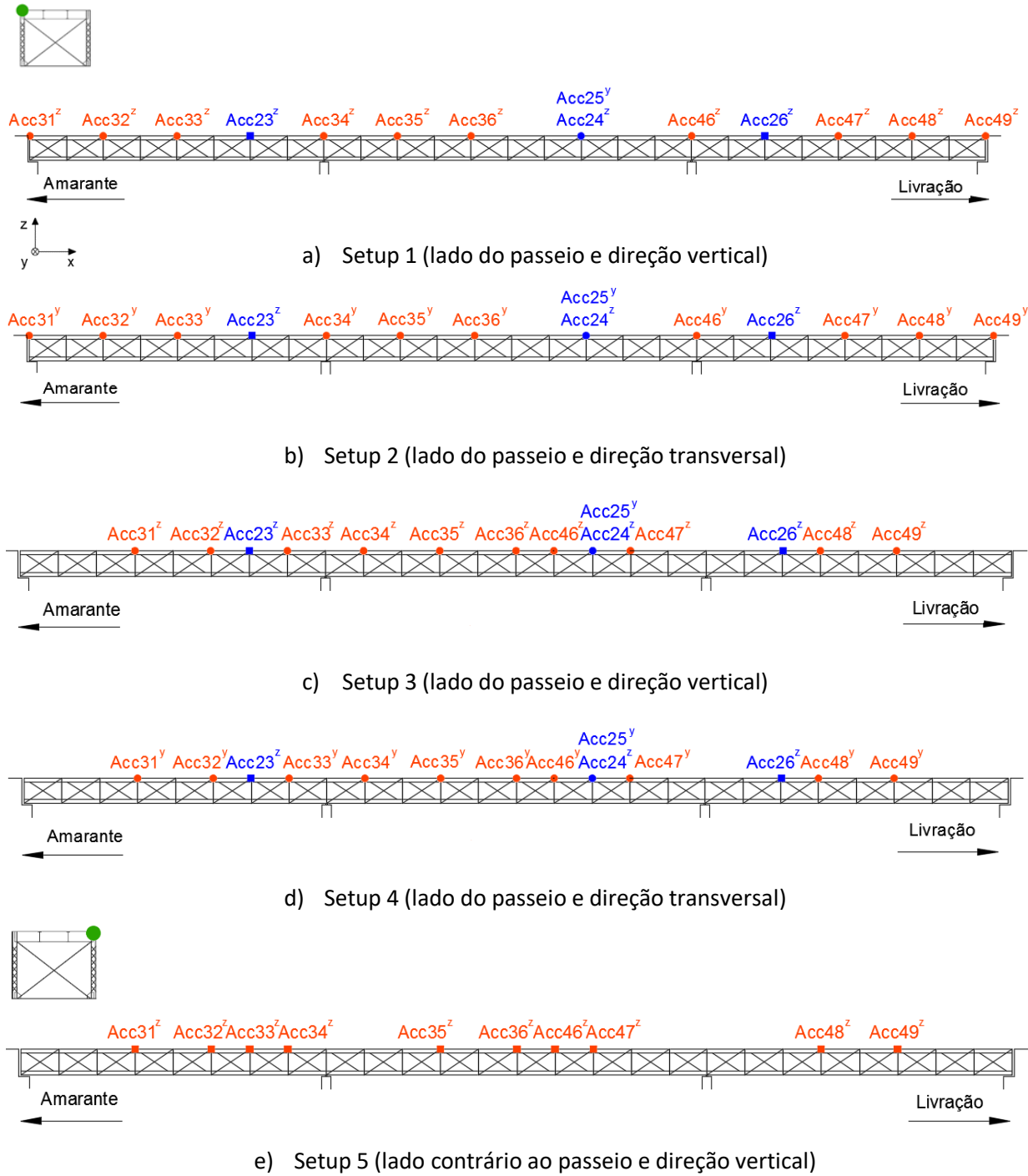
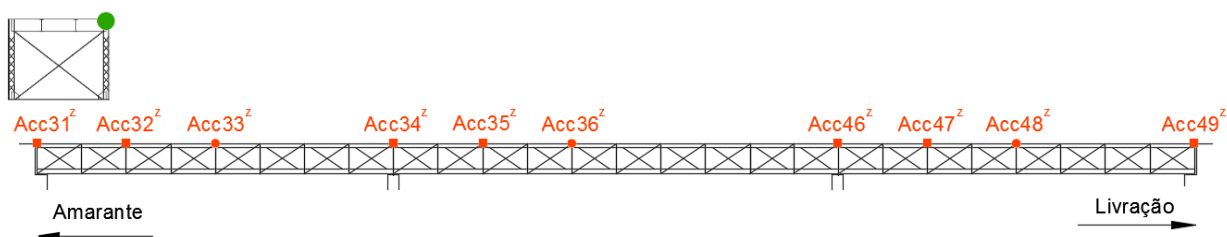
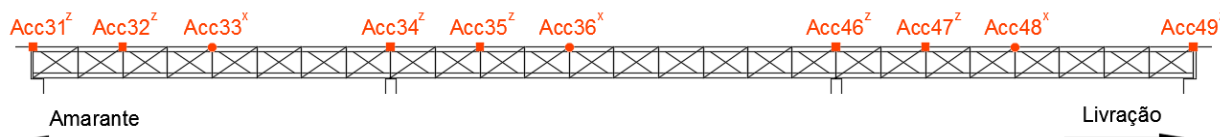


Figura 4.9 – Configurações experimentais utilizadas no ensaio de vibração ambiental da Ponte da Baía.



f) Setup 6 (lado contrário ao passeio e direção vertical)



g) Setup 7 (lado contrário ao passeio e direção vertical e longitudinal)

Figura 4.9 – Configurações experimentais utilizadas no ensaio de vibração ambiental da Ponte da Baía (continuação).

A escolha da posição dos 4 acelerómetros de referência teve em consideração que a ordenada modal para os modos de interesse não ser nula, pelo que foram posicionados a aproximadamente 1/3-1/4 de vão.

Os pontos de referência (3 no total) foram posicionados do lado do passeio da estrutura devido à maior facilidade de acesso, uma vez que do outro lado da ponte não existe passeio. Em dois dos pontos de referência foram medidas as acelerações verticais (z) enquanto que no outro ponto foram medidas as acelerações nas direções vertical (xz) e transversal (y). Os 4 acelerómetros de referência mantiveram-se sempre fixos nos 7 *setups*, modificando-se apenas a posição dos 10 acelerómetros móveis.

Nos *setups* 1, 3, 5 e 6 os acelerómetros móveis foram posicionados na direção vertical permitindo aferir os modos de vibração verticais da estrutura (de flexão e torção). Nos *setups* 2 e 4 os acelerómetros móveis foram posicionados na direção transversal com o propósito de identificar modos de vibração de flexão transversal. No *setup* 7 foram colocados 3 acelerómetros móveis na direção longitudinal de modo a verificar possíveis movimentos dos apoios e para efeitos de escalamento da amplitude dos modos verticais e transversais.

No total dos 7 *setups* foram realizadas 36 medições individuais, com durações compreendidas entre 6 e 12 minutos, tendo sido medidas séries temporais em 43 secções do tabuleiro.

4.3.4 Aspectos logísticos e de instalação de sensores

Os acelerómetros foram fixados à estrutura por intermédio de chapas (Figura 4.10a)) e cantoneiras (Figura 4.10b)) por meio de magnetos circulares. Dado que se tratava de um trabalho com risco de queda, a sua colocação foi feita por uma empresa externa, a SARTIS *Integrated Services* LDA, especializada em trabalhos em altura. Os conectores foram devidamente protegidos com troços de mangueira plástica com o objetivo de minimizar os ruídos elétricos inerentes a estes pontos (Figura 4.10c)).



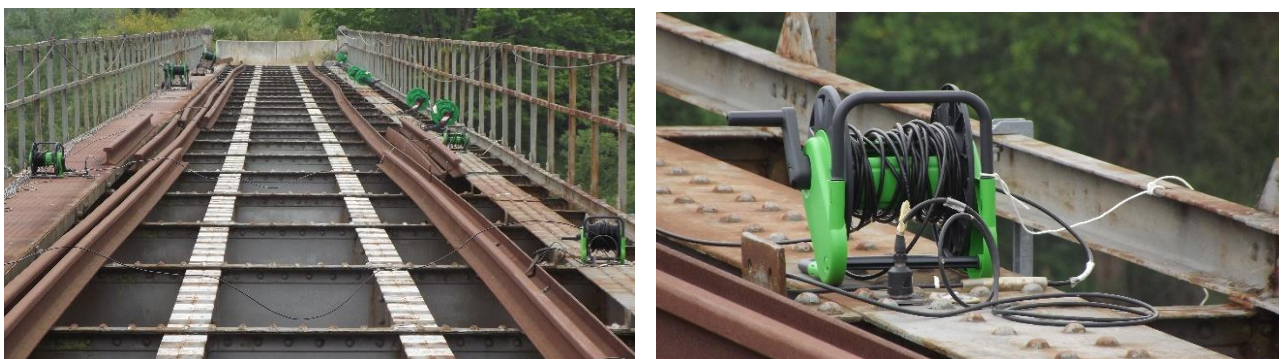
a) Fixação dos acelerómetros com chapas metálicas

b) Fixação dos acelerómetros com cantoneiras metálicas

c) Proteção das ligações em conectores tipo BNC com troços de mangueira plástica

Figura 4.10 – Pormenores da execução do ensaio de vibração ambiental.

Os acelerómetros foram posicionados o mais próximo possível do eixo das vigas treliça e nos alinhamentos dos eixos das carlingas. No lado do passeio, os acelerómetros foram colocados sobre o mesmo, e no lado oposto diretamente sobre a viga treliça (Figura 4.11b)). Na Figura 4.11a) ilustra-se ainda o aspeto da medição de uma das configurações experimentais utilizada (setup 5).



a) Configuração *setup* 5

b) Acelerómetro e respetivo enrolador de cabo

Figura 4.11– Pormenores do ensaio vibração ambiental.

Foram também medidas as temperaturas ambiente e da estrutura através de termómetros adequados (Figura 4.12), com o objetivo de averiguar a influência da temperatura nas frequências de vibração da ponte.



a) Termómetro na estrutura



b) T termómetro para medição da temperatura ambiente

Figura 4.12 – Medições da temperatura.

A excitação forçada da estrutura foi realizada por intermédio de pessoas a caminhar entre tramos de forma aleatória no tempo e no espaço (Figura 4.13). O principal objetivo deste procedimento foi melhorar a qualidade do sinal das medições, permitindo, desta forma, excitar uma gama de frequências naturais da estrutura mais ampla.



Figura 4.13 – Técnica de excitação forçada da estrutura.

4.4 IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS

A identificação dos parâmetros modais da estrutura foi realizada recorrendo ao programa ARTeMIS (2015). No entanto, antes de introduzir a informação no programa é necessário realizar um pré-processamento dos dados medidos no Labview no programa Matlab (Figura 4.14).

O pré-processamento é realizado em MatLab, através de rotinas desenvolvidas/adaptadas e que executam as seguintes operações:

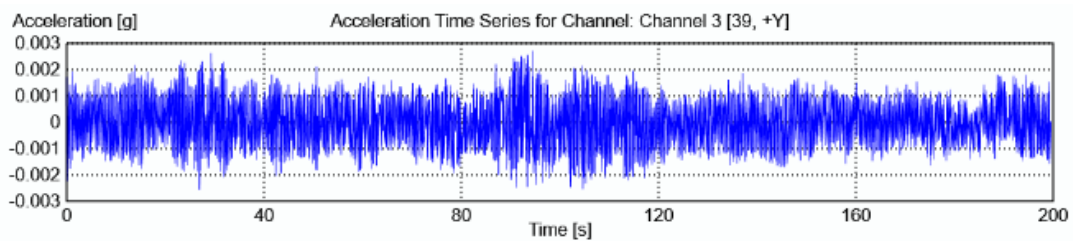
- Leitura do ficheiro *.vm* (do Labview) com a informação experimental com uma frequência de aquisição de 2000 Hz;

- Correção de linha de base e remoção de tendências;
- Decimação do sinal para uma frequência de amostragem de 200 Hz, o que corresponde a uma frequência de Nyquist de 100 Hz.

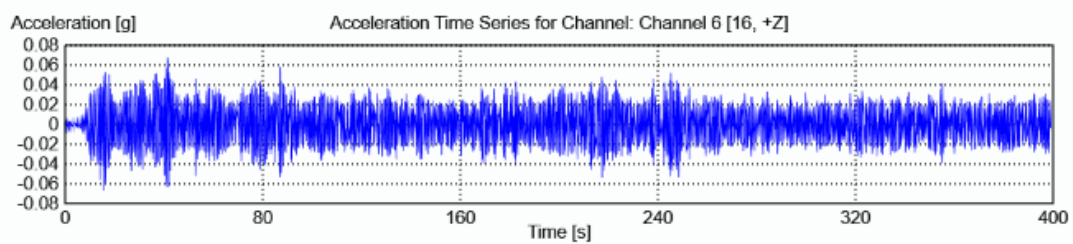


Figura 4.14 – Leitura, pré-processamento e processamento das séries de registos.

Na Figura 4.15 apresentam-se exemplos de séries temporais de acelerações, neste caso recolhidas no *setup 1* para o acelerómetro Acc25^y, relativo aos primeiros 200 segundos, além da série temporal de acelerações do acelerómetro Acc47^z no *setup 5*, relativo aos primeiros 400 segundos.



a) *Setup 1, Acc25^y*



b) *Setup 5, Acc47^z*

Figura 4.15 – Séries temporais das acelerações.

A identificação dos parâmetros modais da estrutura foi realizada recorrendo ao método EFDD (versão melhorada do método de Decomposição do Domínio da Frequência) que se encontra implementado no programa ARTeMIS (2015).

Na Figura 4.16 apresentam-se os valores singulares médios e normalizados da matriz das funções densidade espectral de potência, obtidos por aplicação do método EFDD. A figura permite identificar as frequências de vibração da estrutura através da seleção dos picos da função.

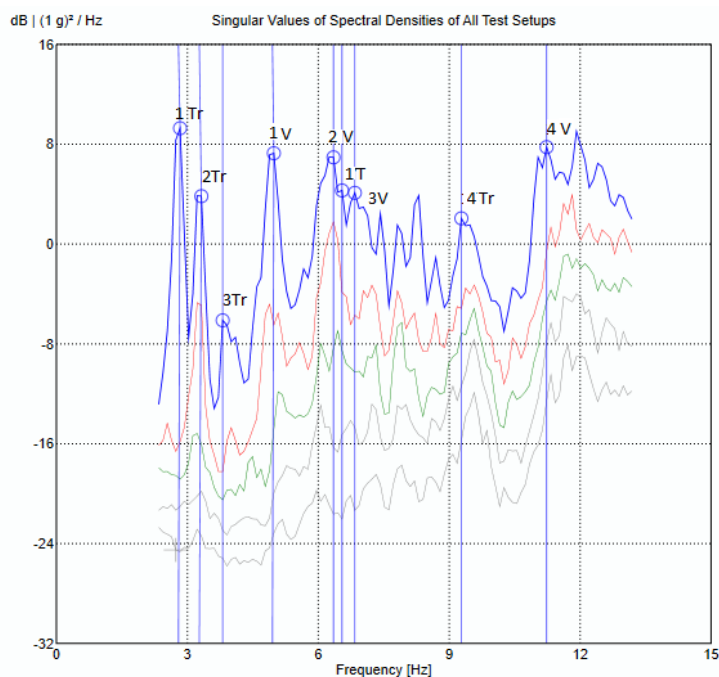


Figura 4.16 – Valores singulares da matriz das funções de densidade espectral.

Foi possível identificar 9 modos de vibração: 4 modos na direção transversal, identificados com a sigla Tr (1Tr, 2Tr, 3Tr e 4Tr), 4 modos verticais, identificados com a sigla V (1V a 4V), e 1 modo de torção, identificado com a sigla T (1T).

Na Figura 4.17 é possível visualizar a configuração dos modos de vibração experimentais obtidos, com a indicação do valor médio da frequência e do coeficiente de amortecimento.

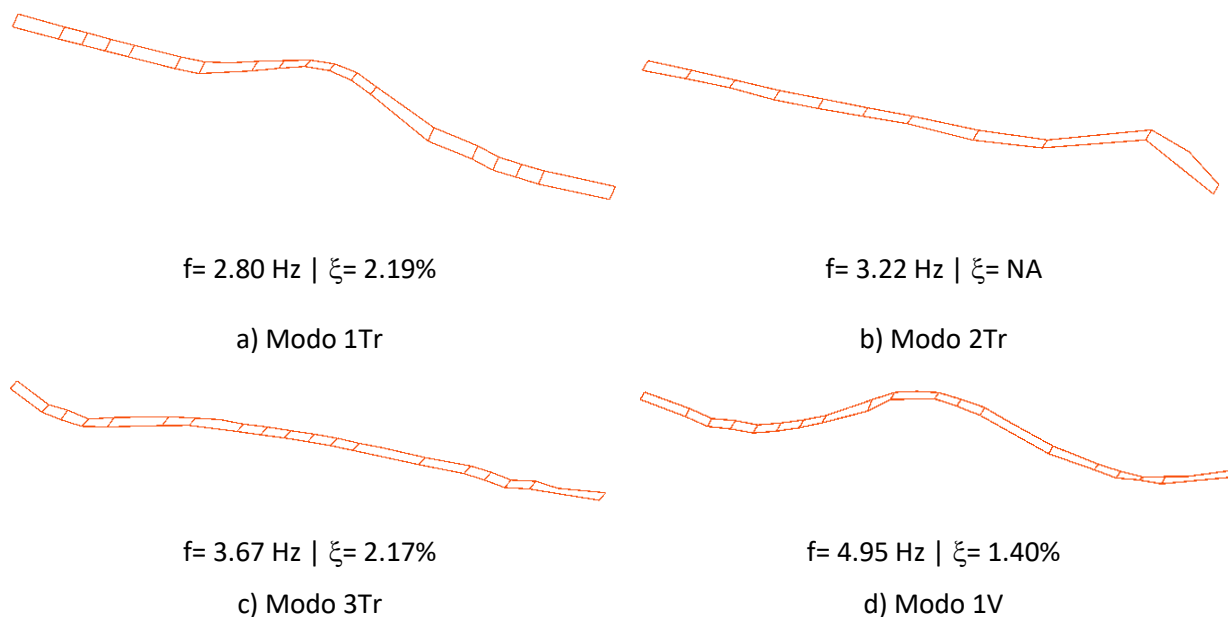


Figura 4.17 - Configurações dos modos de vibração experimentais.

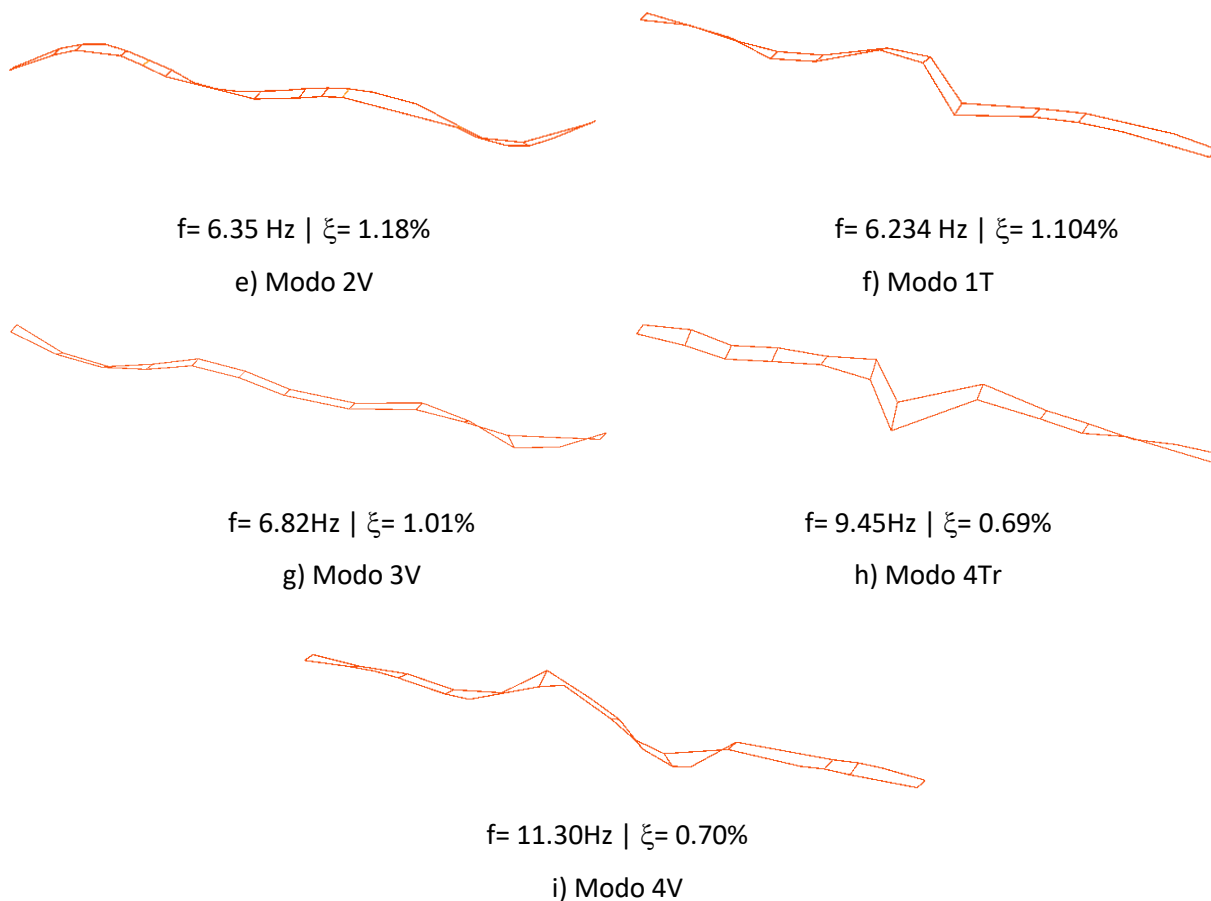


Figura 4.17 – Configurações dos modos de vibração experimentais (continuação).

Os parâmetros modais foram obtidos através de um árduo trabalho de combinação das medições de várias configurações experimentais, com o objetivo de melhorar a qualidade das configurações modais. Para algumas configurações houve a necessidade de eliminar alguns pontos de medição dado que a sua informação perturbava os resultados globais do modo de vibração.

Na Figura 4.18 apresenta-se a matriz de auto correlação dos modos de vibração identificados experimentalmente. Os modos experimentais identificados estão perfeitamente desacoplados, na medida em que os termos fora da diagonal têm valores nulos ou praticamente nulos.

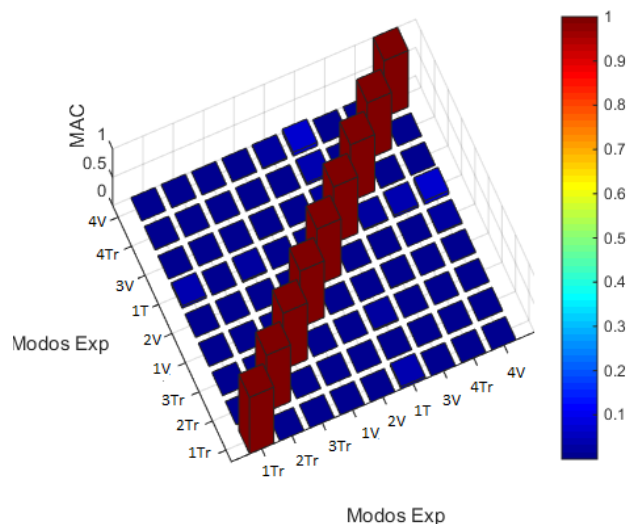


Figura 4.18 – Matriz autoMAC dos modos experimentais.

O parâmetro MAC (*Modal Assurance Criterion*) fornece o grau de correlação entre dois conjuntos de modos (numéricos e/ou experimentais) através do desvio médio quadrático entre os seus vetores, em relação à reta linear dos dois vetores (Ribeiro, 2012) e pode ser calculado através da seguinte expressão (Allemang, 2003):

$$MAC_{ij} = \frac{(\Phi_i^T \times \Phi_j)^2}{(\Phi_i^T \times \Phi_i) \times (\Phi_j^T \times \Phi_j)} \quad (4.4)$$

onde:

Φ_i , Φ_j — Vetores próprios dos modos de vibração obtidos no modelo numérico e/ou experimentais.

Os valores do parâmetro MAC podem variar entre 0 e 1. Os valores de 1 representam uma correlação perfeita, ao passo valores nulos traduzem uma fraca correlação entre os modos revelando que são linearmente independentes entre si.

4.5 ANÁLISE DE CORRELAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS (MODELO INICIAL) E EXPERIMENTAIS

Na Figura 4.19 apresentam-se os valores do parâmetro MAC entre os modos de vibração obtidos experimentalmente e os modos de vibração obtidos através do modelo numérico inicial.

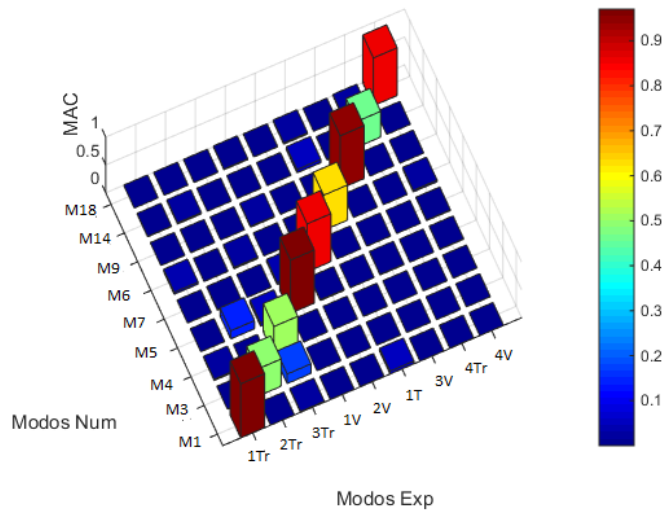


Figura 4.19 – Matriz MAC entre os modos de vibração numéricos (modelo inicial) e experimentais.

A análise do gráfico permite-nos identificar 4 modos de vibração, Modo 2Tr, Modo 3Tr, Modo 1T e Modo 4Tr com valores de MAC mais baixos e iguais a 0.489, 0.510, 0.630 e 0.463 respetivamente. Os restantes modos de vibração experimentais, apresentam uma correlação elevada tomando valores no intervalo entre 0.858 e 0.970.

Na Tabela 4.2 encontram-se discriminados em valores das frequências de vibração obtidos por via experimental e numéricos (modelo inicial), além de serem apresentados os valores dos desvios das frequências e os valores do parâmetro MAC.

Tabela 4.2 – Análise de correlação modos experimentais e numéricos.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	3.11	11.19	0.970
Modo 2Tr	3.22	3.73	15.73	0.489
Modo 3Tr	3.69	3.73	1.14	0.510
Modo 1V	4.95	4.8	2.97	0.956
Modo 2V	6.35	6.39	0.69	0.861
Modo 1T	6.23	6.22	0.22	0.630
Modo 3V	6.82	7.19	5.38	0.951
Modo 4Tr	9.45	9.97	5.46	0.463
Modo 4V	11.30	12.44	10.14	0.858

Verifica-se que existe uma diferença significativa nas frequências de três dos modos de vibração, nomeadamente os modos 1Tr, 2Tr e 4V, sendo os dois primeiros modos transversais e o terceiro vertical.

O erro médio da frequência é igual a 5.88% enquanto o valor do MAC médio é de 0.754. Os modos de vibração que contribuem negativamente para este MAC são os modos 2Tr, 3Tr, 1T e 4Tr.

Tendo em consideração as diferenças verificadas entre o modelo numérico e os resultados obtidos por via experimental, no capítulo seguinte, é efetuada uma calibração manual do modelo numérico no sentido de compreender quais os parâmetros numéricos que mais influenciam as respostas modais, e deste modo, modificar os seus valores de modo a ser obtida uma melhor aproximação do modelo numérico à realidade.

CAPÍTULO 5

CALIBRAÇÃO MANUAL DO MODELO NUMÉRICO

A modelação numérica tem por base um conjunto de premissas e simplificações que poderão conduzir a diferenças significativas relativamente aos valores obtidos experimentalmente.

Essas simplificações e premissas podem advir de várias origens, nomeadamente: i) das propriedades mecânicas dos materiais, nomeadamente o valor do módulo de elasticidade dos materiais estruturais; ii) das condições de apoio, por vezes diferentes das condições definidas em projeto, derivado do seu estado de conservação (degradação induzida por fatores ambientais particularmente relevantes em aparelhos de apoio em aço, devido à corrosão); iii) da massa dos elementos não estruturais que efetivamente se encontra na estrutura; iv) das características das fundações e dos pilares.

No sentido de minimizar as diferenças entre os resultados obtidos por via experimental e os numéricos, procede-se à calibração do modelo numérico com o objetivo principal de obter um modelo numérico que represente de forma mais aproximada o comportamento real da estrutura.

A calibração manual do modelo numérico fez-se recorrendo à alteração de alguns parâmetros do modelo inicialmente admitidos, nomeadamente, as condições de apoio por meio da alteração das rigidezes de molas elásticas, o módulo de elasticidade do aço e a massa dos elementos não estruturais.

A análise realizada na calibração, consistiu, primeiramente, na modificação parâmetro a parâmetro em relação ao modelo inicial, e perceber qual a sua influência no comportamento global da estrutura em termos de frequências naturais e também na configuração dos modos de vibração através do parâmetro MAC. Seguidamente foi realizada a variação conjunta de vários parâmetros de forma a obter um compromisso ótimo entre o menor desvio das frequências e o maior valor do parâmetro MAC.

Na calibração manual do modelo numérico da ponte ferroviária da Baía foram excluídos os modos de vibração 2Tr, 4Tr e 1T. Os modos de vibração, para os vários cenários de calibração analisados neste capítulo, apresentaram sucessivamente desvios significativos em termos de frequências de vibração, além de valores de MAC reduzidos em relação ao modelo numérico. O emparelhamento destes modos com os modos correspondentes do modelo numérico demonstrou também ser instável.

5.1 INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE APOIO

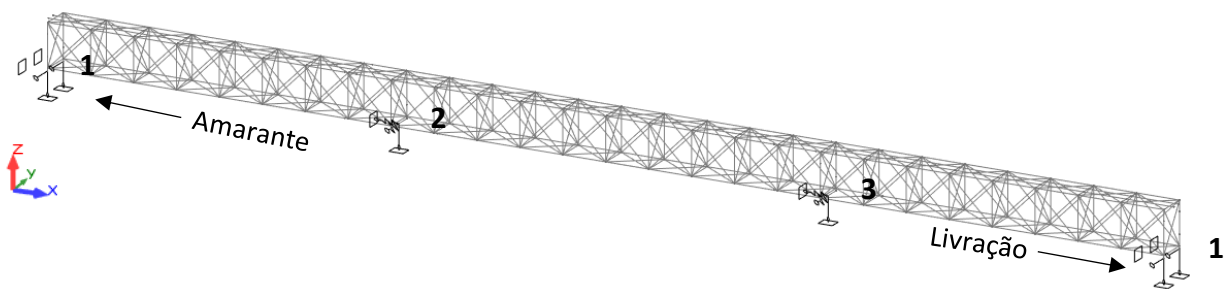
Ao nível das condições de apoio nos pilares e encontros foram analisados três cenários distintos (Cenários 1 a 3).

5.1.1 Cenário 1

A primeira abordagem na variação das condições de apoio é a restrição do deslocamento longitudinal do aparelho de apoio, representado pelo número 3 (ver Figura 5.1). A constante de rigidez longitudinal a aplicar toma o seguinte valor:

$$K_L = \frac{3 \times E_p \times I_Y}{L^3} = \frac{3 \times 10 \times 10^6 \times 96.60}{28.19^3} = 129363.92 \text{ kN/m}$$

Na Figura 5.1 apresenta-se um esquema que permite visualizar as condições de apoio admitidas e as constantes de rigidez aplicadas nas molas elásticas dos apoios centrais.



Legenda:

- 1 - Apoios com deslocamentos em Y e Z bloqueados e em X livres; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=225289.59 \text{ kN/m}$) e Y ($K_T=879873.73 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 3- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=129363.92 \text{ kN/m}$) e Y ($K_T=474575.41 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.1 – Condições de apoio: cenário 1.

Na tabela 5.1 encontram-se resumidos os resultados obtidos para a alteração efetuada no terceiro par de apoios, em termos de frequência naturais de vibração e do parâmetro MAC.

Tabela 5.1 – Resultados para o cenário 1.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	3.11	11.19	0.970
Modo 3Tr	3.69	3.73	1.14	0.471
Modo 1V	4.95	4.59	7.22	0.991
Modo 2V	6.35	6.6	4.00	0.975
Modo 3V	6.82	7.19	5.38	0.951
Modo 4V	11.30	12.27	8.63	0.856

O erro médio da frequência é igual a 6.26% enquanto o valor do MAC médio é de 0.869.

É possível verificar que a restrição do deslocamento do apoio 3, na direção longitudinal (X), não provocou melhorias significativas em relação ao modelo de base na medida em que aumentou o desvio médio das frequências.

Relativamente aos resultados obtidos, é possível verificar uma descida indesejável da frequência do Modo 1V enquanto o Modo 3Tr permanece com um valor reduzido do parâmetro MAC. A baixa correlação do Modo 3Tr está associada à disparidade apresentada entre as configurações do modo numérico e experimental, sobretudo porque o terceiro tramo da ponte (lado da Livração) exhibe deformações modais distintas em grandeza e sentido nos modos numérico e experimental.

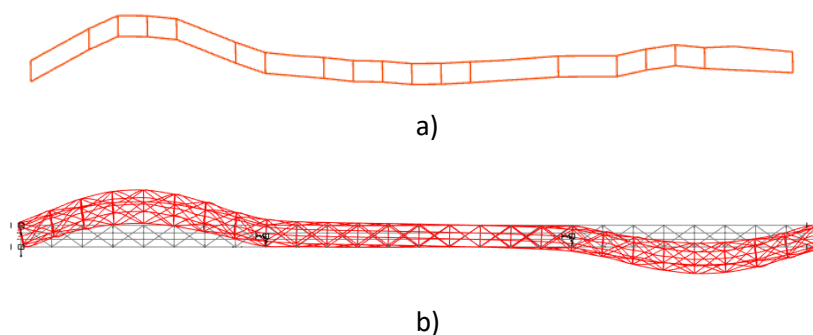


Figura 5.2 – Configurações do modo 3Tr: a) experimental; b) modelo numérico.

A generalidade dos modos apresenta uma correlação elevada tomando valores no intervalo entre 0.856 e 0.991, à exceção do modo 3Tr conforme referido anteriormente. No que diz respeito ao desvio das frequências de vibração, destacam-se diferenças superiores a 5% para os modos 1Tr, 1V e 4V.

O gráfico MAC que traduz as percentagens acima referidas é o que se apresenta na Figura 5.3.

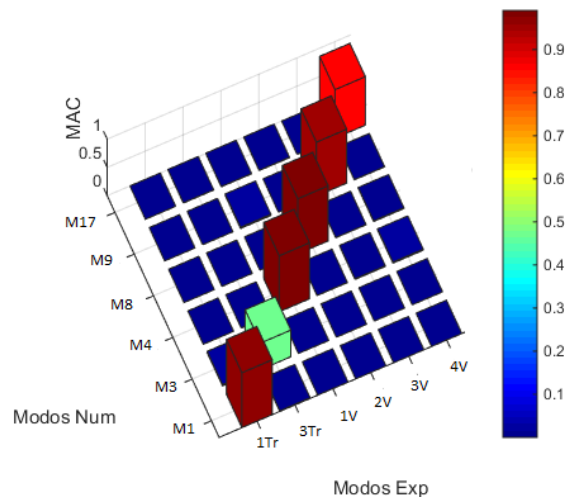
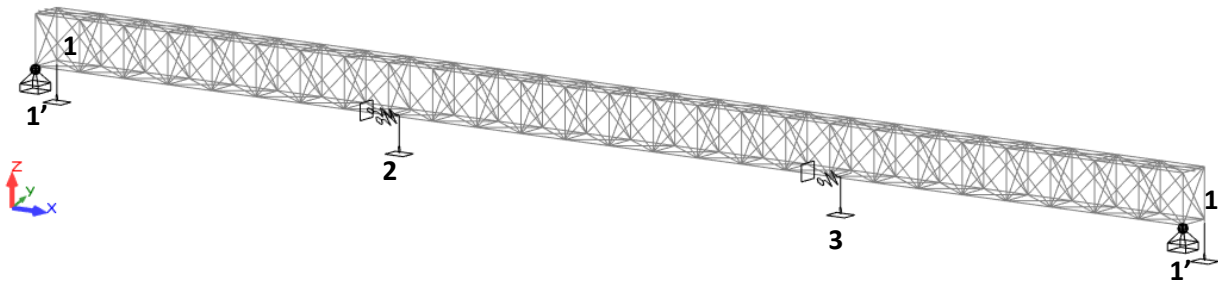


Figura 5.3 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 1.

5.1.2 Cenário 2

O cenário 2, apresenta as condições de apoio esquematizadas na Figura 5.4, ou seja, foram mantidas as condições de apoio sobre os pilares centrais, em relação ao modelo inicial, e foram alteradas as condições de apoio nos encontros. Em particular, foi introduzida uma restrição total de deslocamentos num dos lados enquanto no outro lado apenas foi bloqueado o deslocamento na direção vertical.



Legenda:

- 1 - Apoio com deslocamentos em X, Y e Z bloqueados; rotações em torno X, Y e Z livre.
- 1' - Apoio com deslocamentos em X, Y livres e em Z bloqueados; rotações em torno X e Y livre em Z bloqueado;
- 2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=225289.59 \text{ kN/m}$) e Y ($K_T=879873.73 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 3- Apoio central com deslocamento restringido em Y ($K_T=474575.41 \text{ kN/m}$), Z bloqueado e livre; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.4 – Condições de apoio: cenário 2.

Os resultados obtidos em termos de frequências naturais de vibração e de análise de correlação MAC são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Resultados para o cenário 2.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	3.01	7.62	0.971
Modo 3Tr	3.69	3.61	2.11	0.598
Modo 1V	4.95	4.36	11.87	0.972
Modo 2V	6.35	6.08	4.19	0.750
Modo 3V	6.82	7.18	5.23	0.809
Modo 4V	11.30	11.86	5.00	0.858

O erro médio da frequência é igual a 6.00% enquanto o valor do MAC médio é de 0.825.

É possível constatar uma pequena melhoria na correlação do modo 3Tr, no entanto, ao invés, observa-se uma descida acentuada do valor do parâmetro MAC do modo 2V. Esta descida deve-se essencialmente ao aparecimento de movimentos de torção associados ao tramo central do tabuleiro (ver Figura 5.5). Apesar da ligeira subida do valor MAC do modo 2Tr, as conclusões para a sua baixa correlação são as apresentadas anteriormente no cenário 1.

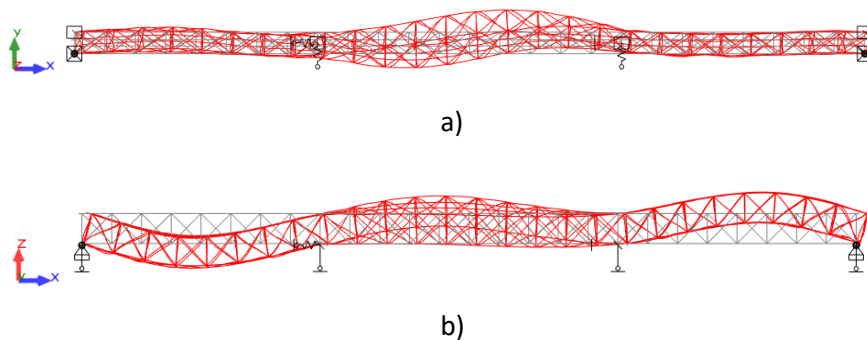


Figura 5.5 – Configuração numérica do modo 2V: a) planta; b) alçado lateral.

O gráfico MAC que traduz as percentagens acima referidas é apresentado na Figura 5.6.

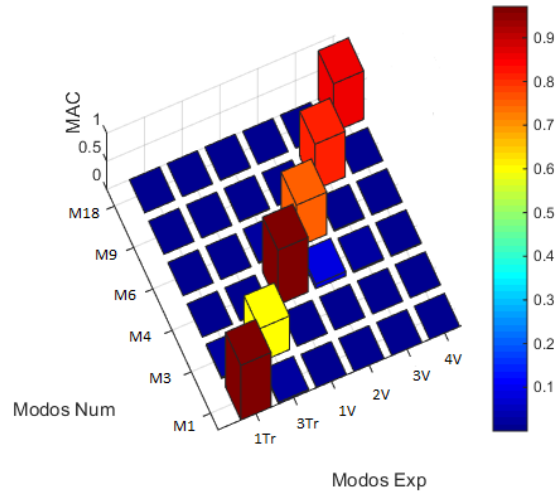
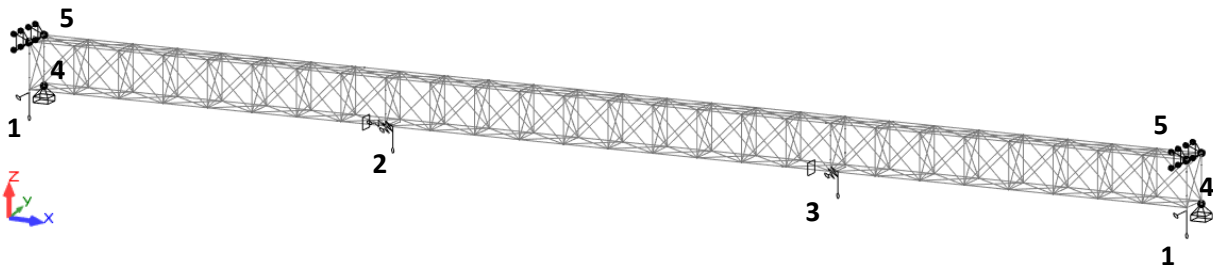


Figura 5.6 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 2.

5.1.3 Cenário 3

O cenário 3 apresenta as condições de apoio apresentadas na Figura 5.7.



Legenda:

- 1 - Apoios com deslocamentos em Y e Z bloqueados e em X livre; rotações em torno X, Y e Z livre.
- 2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=225289.59 \text{ kN/m}$) e Y ($K_T=879873.73 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X bloqueadas e em torno de Y e Z livre.
- 3- Apoio central com deslocamento restringido em Y ($K_T=474575.41 \text{ kN/m}$), Z bloqueado e livre; rotações em torno de X bloqueadas e em torno de Y e Z livre.
- 4- Apoios com deslocamentos em X, Y e Z bloqueados; rotações em torno X, Y e Z livre.
- 5- Apoios com deslocamentos em X e em Y e Z livre; rotações em torno X, Y e Z livre.

Figura 5.7 – Condições de apoio: cenário 3.

Tabela 5.3 – Resultados para o cenário 3.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	2.79	0.25	0.893
Modo 3Tr	3.69	3.69	0.05	0.513
Modo 1V	4.95	4.52	8.63	0.969
Modo 2V	6.35	6.25	1.51	0.870
Modo 3V	6.82	7.41	8.60	0.878
Modo 4V	11.30	12.27	8.63	0.736

O erro médio das frequências é igual a 4.61% enquanto o valor do MAC médio é de 0.810.

É possível constatar que correlação do modo 3Tr e 4V é baixa. Apesar do baixo erro médio de frequências, existem modos, modo 1V, 3V e 4V que possuem um desvio alto.

O gráfico MAC que traduz as percentagens acima referidas é o que se apresenta na Figura 5.8.

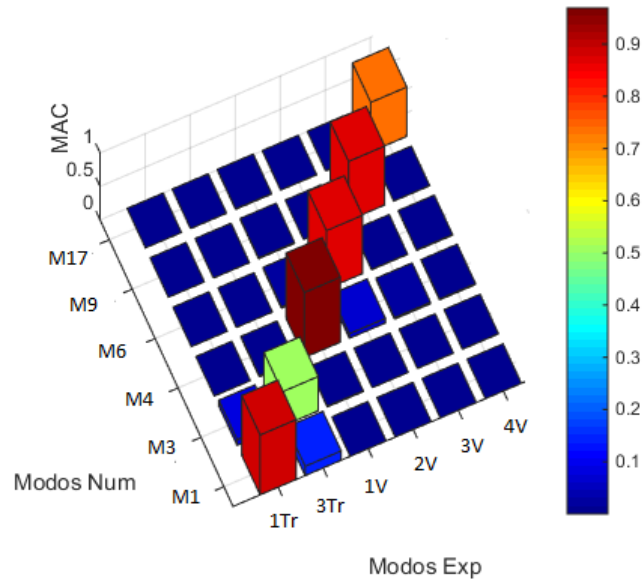


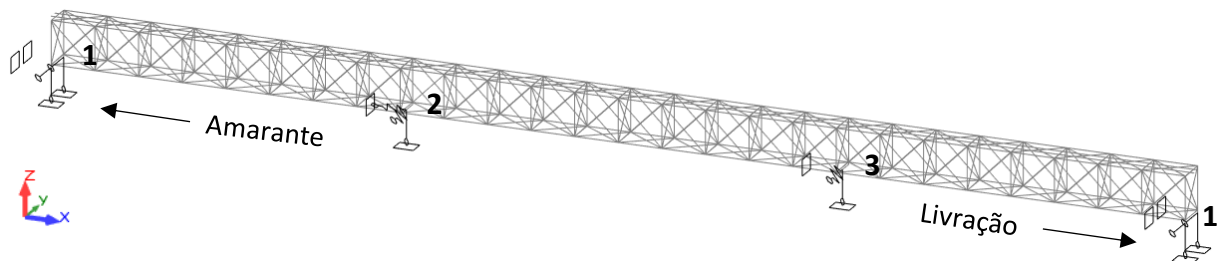
Figura 5.8 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 3.

5.2 INFLUÊNCIA DAS CONSTANTES DE RIGIDEZ DAS MOLAS ELÁSTICAS

A verificação da influência do valor das constantes de rigidez das molas elásticas, foi realizada por intermédio de um processo iterativo de forma a perceber de que forma a sua grandeza afetava as propriedades dinâmicas, e em que medida o seu aumento ou redução afetava cada modo em particular. Deste modo foram analisados 3 cenários (Cenários 4 a 6).

5.2.1 Cenário 4

O cenário 4 consistiu em aumentar as constantes de rigidez das molas elásticas nas duas direções (X e Y) em 10%, nos aparelhos de apoio centrais assentes no pilar, e em relação aos valores adotados no modelo inicial. O cenário 4 apresenta as condições de apoio esquematizadas na Figura 5.9.



Legenda:

- 1 - Apoios com deslocamentos em Y e Z bloqueados e em X livres; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=247818.55$ kN/m) e Y ($K_T=967861.10$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 3- Apoio central com deslocamento em X livre, restringido em Y ($K_T=522032.95$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.9 – Condições de apoio: cenário 4.

A análise dos resultados da Tabela 5.4, permitem concluir que uma pequena variação dos valores das constantes de rigidez das molas não produz efeito significativo tanto nos valores das frequências de vibração como nos valores do parâmetro MAC.

O erro médio das frequências é igual a 8.67% enquanto o valor médio do MAC é de 0.867.

As frequências dos modos 1Tr, 1V e 4V apesar do elevado grau de correlação apresentam um desvio de frequências elevado.

Tabela 5.4 – Resultados para o cenário 4.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	3.12	11.55	0.969
Modo 3Tr	3.69	3.72	0.87	0.553
Modo 1V	4.95	4.08	17.53	0.980
Modo 2V	6.35	6.56	3.37	0.918
Modo 3V	6.82	7.19	5.38	0.952
Modo 4V	11.30	12.8	13.32	0.832

O gráfico MAC que traduz as percentagens acima referidas é o que se apresenta na Figura 5.10.

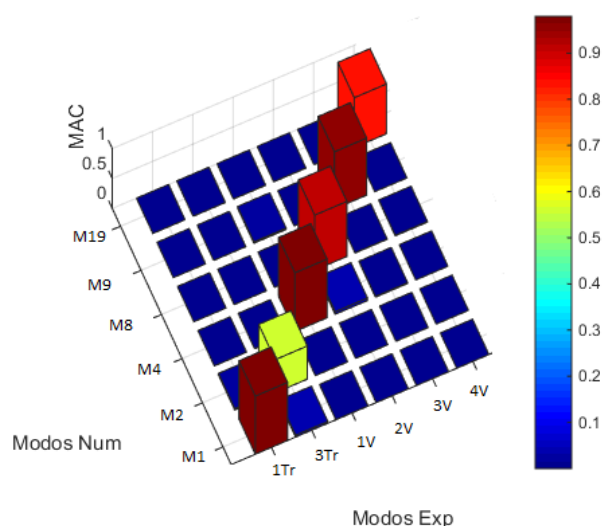
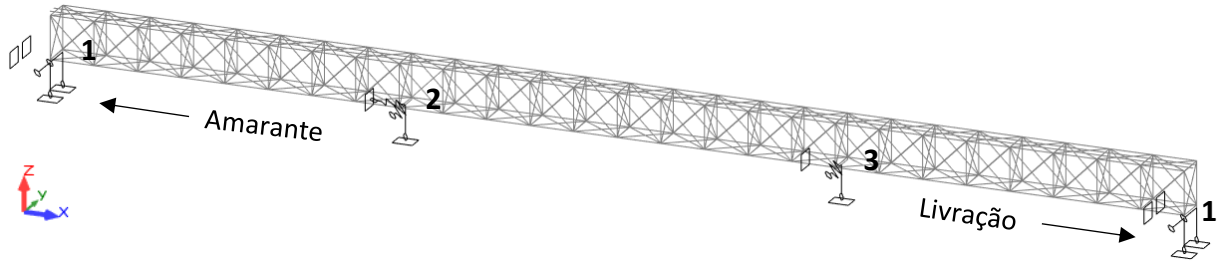


Figura 5.10 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 4.

5.2.2 Cenário 5

O cenário 5 consistiu em aumentar as constantes de rigidez das molas elásticas sobre os pilares centrais, nas duas direções (X e Y), tomando como referência o modelo base. Deste modo, as molas dispostas na direção longitudinal (X) sofreram um aumento de +70%, enquanto as dispostas na direção transversal (Y) sofreram um aumento de +10% (Figura 5.11).



Legenda:

1 - Apoios com deslocamentos em Y e Z bloqueados e em X livres; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=382992.30 \text{ kN/m}$) e Y ($K_T=967861.10 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

3- Apoio central com deslocamento em X livre, restringido em Y ($K_T=522032.95 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.11 – Condições de apoio: cenário 5.

O erro médio das frequências é igual a 8.48% enquanto o valor médio do MAC é de 0.874.

Tabela 5.5 – Resultados para o cenário 5.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	3.12	11.55	0.969
Modo 3Tr	3.69	3.72	0.87	0.558
Modo 1V	4.95	4.00	19.14	0.974
Modo 2V	6.35	6.47	1.95	0.950
Modo 3V	6.82	7.19	5.38	0.951
Modo 4V	11.30	12.65	12.00	0.844

A análise dos resultados da Tabela 5.5 permite aferir que, apesar do aumento da rigidez na direção longitudinal, os desvios das frequências dos modos 1Tr, 1V e 4V permanecem elevadas (apesar do elevado valor do parâmetro MAC), enquanto o grau de correlação do modo 3Tr baixou.

O gráfico MAC que traduz os valores acima referidos é apresentado na Figura 5.12.

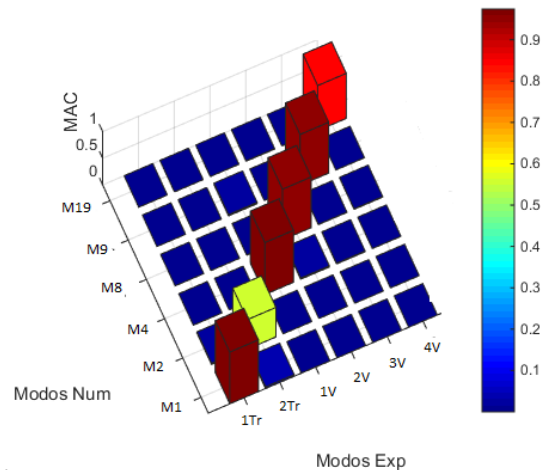
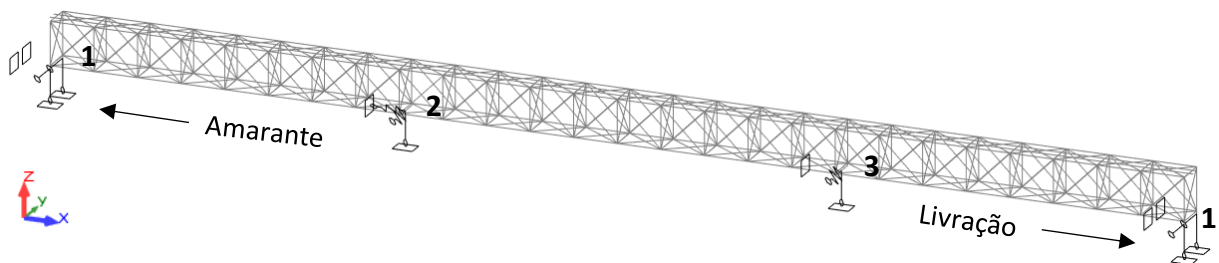


Figura 5.12 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 5.

5.2.3 Cenário 6

O cenário 6 apresenta uma abordagem um pouco diferente das anteriores, procedendo-se a um aumento brusco da rigidez longitudinal do par de apoios 2, o seu valor passa de $3EI/L^3$ para $6EI/L^3$, e uma redução em cerca de 50% das rigidezes nas direções transversais dos pares de apoios 2 e 3.

Na Figura 5.13 apresenta-se um esquema simplificado da localização dos diferentes apoios e a respetiva constante de rigidez aplicada, nas situações em que a mesma é aplicável.



Legenda:

- 1 - Apoios com deslocamentos em Y e Z bloqueados e em X livres; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=450579.18 \text{ kN/m}$) e Y ($K_T=439936.87 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 3- Apoio central com deslocamento em X livre, restringido em Y ($K_T=237287.70 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.13 – Condições de apoio: cenário 6.

A análise dos resultados da Tabela 5.6, permite verificar o bom compromisso atingido com o aumento da rigidez na direção longitudinal simultaneamente com a redução da rigidez na direção transversal.

Relativamente ao cenário anterior, verifica-se uma melhoria na correlação do modo 3Tr e uma ligeira redução das frequências de vibração dos modos transversais.

Tabela 5.6 – Resultados para o cenário 6.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	3.08	10.12	0.977
Modo 3Tr	3.69	3.70	0.330	0.836
Modo 1V	4.95	4.04	18.33	0.977
Modo 2V	6.35	6.51	2.58	0.935
Modo 3V	6.82	7.19	5.38	0.953
Modo 4V	11.30	12.72	12.62	0.843

O erro médio das frequências é igual a 8.23% enquanto o valor médio do MAC é de 0.920. Na Figura 5.14 ilustra-se, graficamente, os valores de correlação obtidos para os modos obtidos por via experimental com os modos numéricos.

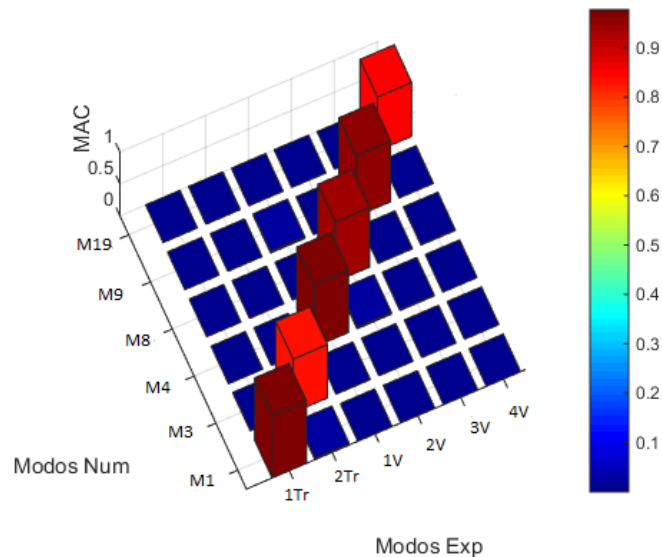


Figura 5.14 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 6.

As variações das constantes de rigidez efetuadas, permitiu concluir que existe uma boa relação entre o aumento da rigidez na direção longitudinal (X) e a diminuição na direção transversal (Y). No entanto, apenas com a variação deste parâmetro não é possível efetuar um aumento da frequência de vibração do modo 1V com valores justificáveis fisicamente.

5.3 INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO AÇO – CENÁRIO 7

O cenário apresentado nesta secção (cenário 7) envolve a alteração do módulo de elasticidade do aço (E) do modelo de base para E=160GPa e E= 195GPa. A falta de informações acerca deste parâmetro constitui uma incerteza dado a sua habitual variabilidade, sobretudo por se tratar de uma ponte centenária sendo que à data da sua construção os aços eram geralmente de qualidade inferior. Neste sentido, procede-se à análise da influência deste parâmetro nas frequências naturais de vibração e na correlação dos modos de vibração por meio do parâmetro MAC.

Na Tabela 5.7 mostram-se os resultados obtidos para os valores de E referidos anteriormente.

Tabela 5.7 – Influência do módulo de elasticidade do aço nos parâmetros modais da ponte: cenário 7.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz) E=160 GPa	Δf (%)	MAC	f_{num} (Hz) E=195 GPa	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	2.76	1.32	0.970	3.01	7.62	0.970
Modo 3Tr	3.69	3.28	11.06	0.665	3.6	2.39	0.537
Modo 1V	4.95	3.41	31.07	0.969	4.67	5.60	0.953
Modo 2V	6.35	5.62	11.44	0.777	6.17	2.77	0.856
Modo 3V	6.82	6.29	7.81	0.952	6.93	1.57	0.951
Modo 4V	11.30	10.49	7.13	0.543	12.01	6.33	0.807

Para o cenário de E=160GPa o erro médio das frequências é igual a 11.64% enquanto o valor médio do MAC é igual a 0.813, enquanto para o cenário de E=195 GPa o erro médio das frequências 4.38% e o valor médio do MAC é de 0.846.

Considerando a frequência natural de referência a correspondente ao 1º modo de vibração, com um valor de 3.11Hz no modelo base, no modelo onde o aço possui um módulo de elasticidade de 160GPa, a frequência toma o valor de 2.76 Hz. A razão entre os valores das frequências naturais dos dois modelos é 0.887. A raiz quadrada da razão entre os módulos de elasticidade do aço dos dois modelos toma um valor próximo, $0.873 = ((160/210) ^{0.5})$. Daqui fica provada a relação direta da variação do módulo de elasticidade do aço com a variação das frequências naturais.

Os gráficos que traduzem os valores do MAC acima referidos são o que se apresentam na Figura 5.15.

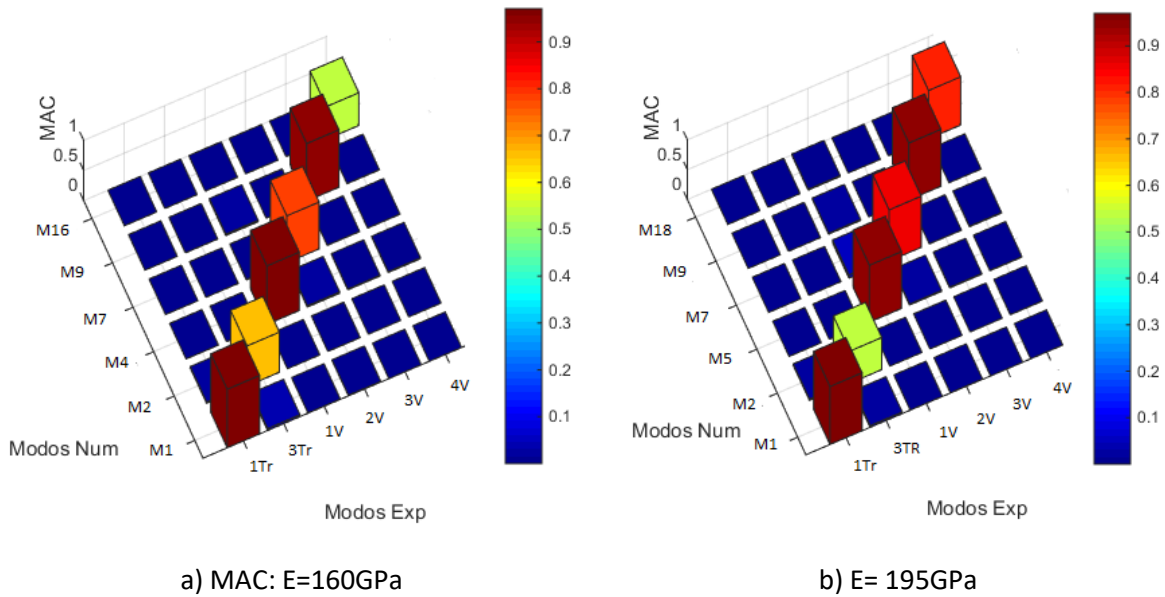


Figura 5.15 – Matrizes de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 7.

Quanto ao desvio médio das frequências pode-se, desde já, realçar o elevado desvio médio $\Delta f = 11.64\%$ exibido para o módulo de elasticidade com valor de $E=160\text{GPa}$ associado a uma redução generalizada das frequências. Este cenário conduz também a uma descida do grau de correlação dos modos 2V e 4V.

De uma forma geral, a consideração de um módulo de elasticidade com o valor $E=195\text{GPa}$ apresenta melhores resultados comparativamente à consideração do valor de $E=160\text{GPa}$. Em particular, a correlação dos modos de vibração, com exceção do modo 3Tr, apresenta um melhor grau de correlação e os desvios dos valores das frequências não são tão acentuados.

5.4 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA MASSA – CENÁRIO 8

A variação da massa incide sobre os elementos não-estruturais e carris da ponte ferroviária, na medida em que são os elementos mais suscetíveis de apresentarem flutuações face ao valor da sua massa real.

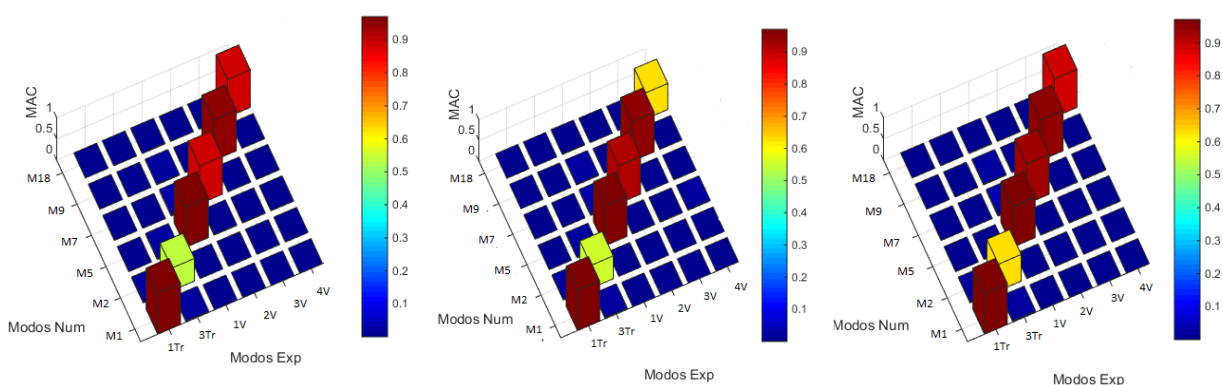
Nesse sentido, e com o objetivo de perceber a influência deste parâmetro nas frequências naturais, foram testadas variações da massa iguais a 5%, 10% e 30% (cenário 8). Os resultados obtidos estão sumariados na Tabela 5.8, e a sua observação permite verificar um decréscimo generalizado dos valores das frequências naturais de vibração com o aumento da massa não estrutural. A frequência de um sistema é proporcional à raiz quadrada do quociente da rigidez e a massa, daí a coerência dos resultados obtidos.

Tabela 5.8 – Influência da massa dos elementos não-estruturais nos parâmetros modais da ponte:
cenário 8.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz) +5%	Δf (%)	MAC	f_{num} (Hz) +10%	Δf (%)	MAC	f_{num} (Hz) +30%	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	3.09	10.48	0.970	3.07	9.76	0.970	2.97	6.19	0.971
Modo 3Tr	3.69	3.69	0.05	0.535	3.66	0.76	0.554	3.55	3.74	0.626
Modo 1V	4.95	4.76	3.78	0.962	4.72	4.59	0.962	4.59	7.22	0.962
Modo 2V	6.35	6.34	0.09	0.892	6.29	0.88	0.910	6.11	3.72	0.939
Modo 3V	6.82	7.13	4.50	0.0.952	7.07	3.62	0.952	6.86	0.54	0.954
Modo 4V	11.30	12.32	9.07	0.881	11.79	4.38	0.630	11.8	4.47	0.894

No caso de uma variação da massa de +5%, o erro médio das frequências é igual a 4.66% enquanto o valor médio do MAC é de 0.865. Para uma variação de massa de +10% o erro médio das frequências é igual a 4.00% e o MAC médio é de 0.830, enquanto que para uma variação de massa de +30% o erro médio das frequências é igual a 4.31% e o MAC médio é de 0.874.

Os gráficos que traduzem os valores do MAC acima referidos é o que se apresenta na Figura 5.16.



a) MAC: acréscimo +5%

b) MAC: acréscimo +10%

MAC: acréscimo +30%

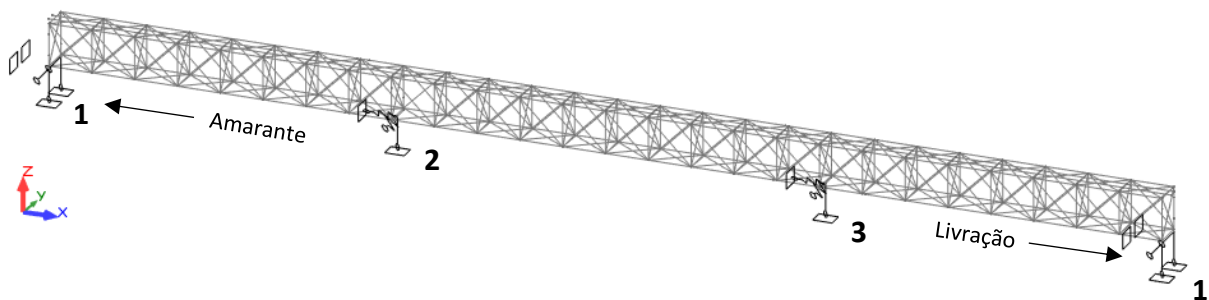
Figura 5.16 – Matrizes de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 8.

5.5 COMBINAÇÃO DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS

Seguidamente, é realizado um conjunto de combinações de vários parâmetros no sentido de obter-se o melhor compromisso entre as frequências de vibração numéricas e experimentais, e correspondentes valores do MAC. Para todos os cenários testados (cenários 9 a 13), o módulo de elasticidade do aço da estrutura metálica toma o valor de 195GPa.

5.5.1 Cenário 9

Neste cenário o esquema de apoios considerado encontra-se ilustrado na Figura 5.17. As constantes de rigidez na direção longitudinal (X) sofreram um acréscimo de 50% enquanto as constantes de rigidez na direção transversal (Y) sofreram uma redução de 60%, ambas em relação aos valores do modelo base.



Legenda:

- 1 - Apoios com deslocamentos em Y e Z bloqueados e em X livres; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=337934.39$ kN/m) e Y ($K_T=351949.49$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 3- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=194045.88$ kN/m) e Y ($K_T=189830.16$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.17 – Condições de apoio: cenário 9.

O principal objetivo do aumento da constante de rigidez da estrutura na direção longitudinal é o aumento das frequências naturais dos modos 1V e 2V, ao passo que a redução na direção transversal reside na redução da frequência do modo 1Tr.

A análise da Tabela 5.9 permite verificar que os valores de MAC são elevados e compreendidos entre 0.866 e 0.992. No entanto, os modos 1Tr, 1V, e 2V possuem ainda desvios de frequências significativos face aos correspondentes valores experimentais.

O erro médio das frequências é igual a 6.26% enquanto o valor médio do MAC é de 0.940.

Tabela 5.9 – Resultados para a variação do parâmetro massa, cenário 9.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	2.97	6.19	0.978
Modo 3Tr	3.69	3.56	3.47	0.874
Modo 1V	4.95	4.49	9.24	0.992
Modo 2V	6.35	5.56	12.39	0.978
Modo 3V	6.82	6.93	1.57	0.951
Modo 4V	11.30	11.83	4.74	0.866

Os gráficos que traduzem as percentagens MAC acima referidas é o que se apresenta na Figura 5.18.

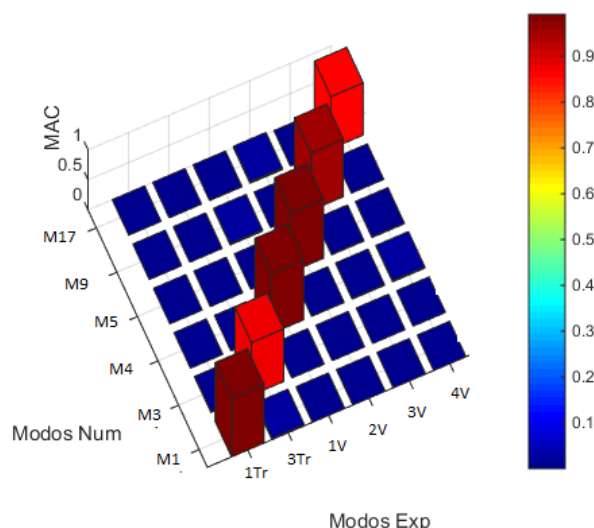


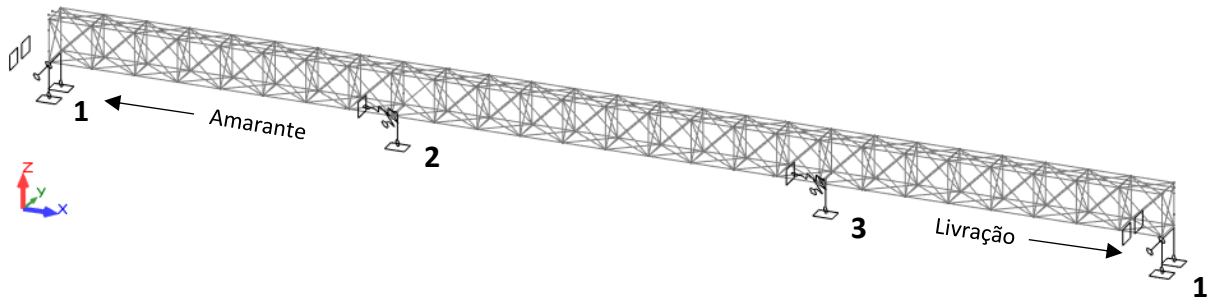
Figura 5.18 – Matriz de correlação MAC para os modos numéricos e experimentais, cenário 9.

5.5.2 Cenário 10

Face à necessidade de aumentar as frequências dos modos 1V e 2V o cenário 10 envolveu o aumento da constante de rigidez dos apoios centrais na direção longitudinal, e manteve-se a mesma percentagem de redução da constante de rigidez na direção transversal, tomando como referência o valor do cenário anterior.

O esquema de apoios considerado para cenário 10 é o ilustrado na Figura 5.19. As constantes de rigidez na direção longitudinal (X) sofreram um acréscimo de 80% em relação ao valor do modelo base, enquanto

as constantes de rigidez na direção transversal sofreram uma redução de 80% para o apoio 2, e de 60% para o apoio 3, também em relação ao modelo base.



Legenda:

1 - Apoios com deslocamentos em Y e Z bloqueados e em X livres; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=405521.26 \text{ kN/m}$) e Y ($K_T=175974.75 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

3- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=232855.06 \text{ kN/m}$) e Y ($K_T=189830.16 \text{ kN/m}$) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.19 – Condições de apoio: cenário 10.

A Tabela 5.10 contempla os resultados referentes ao cenário 10. O erro médio das frequências é igual a 6.04% enquanto o valor médio do MAC é igual a 0.951.

Tabela 5.10 – Resultados para o cenário 10.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	2.94	5.11	0.985
Modo 3Tr	3.69	3.50	5.10	0.947
Modo 1V	4.95	4.52	8.63	0.992
Modo 2V	6.35	5.66	10.81	0.980
Modo 3V	6.82	6.93	1.57	0.947
Modo 4V	11.30	11.86	5.00	0.853

Efetivamente, as frequências dos modos 1V e 2V aumentaram, mas não o suficiente para que o desvio seja aceitável. Repara-se que, apesar do aumento da constante de rigidez K_L provocar um aumento das frequências nos modos 1V e 2V, sem influenciar significativamente a frequência (e grau de correlação) nos restantes modos, a mudança apresentada em relação ao cenário 9 com uma maior percentagem de

redução deste parâmetro, parece não traduzir um cenário aceitável do ponto de vista estrutural. Logo, é necessário conferir à estrutura uma maior rigidez, mas não pode ser realizada através de um aumento sucessivo das constantes de rigidez dos aparelhos de apoio centrais pois levaria a valores fisicamente não justificáveis.

O gráfico da Figura 5.20 traduz os valores de correlação MAC, para em correspondência com a Tabela 5.10.

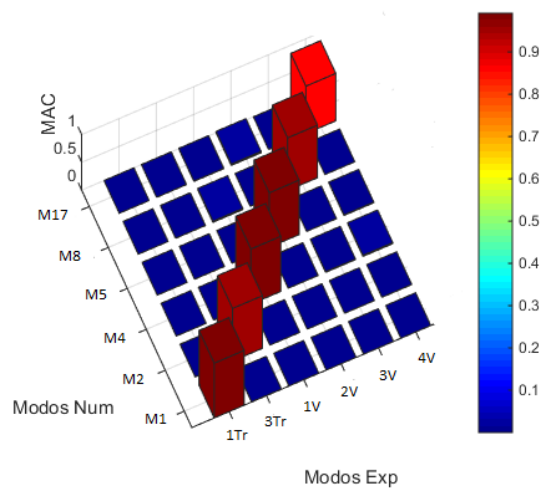
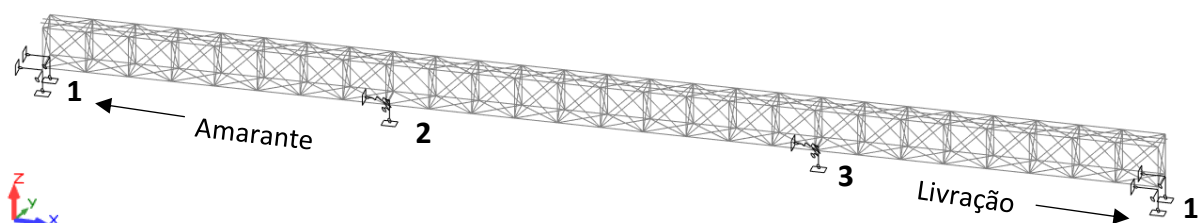


Figura 5.20 – Matriz de correlação MAC entre os modos numéricos e experimentais: cenário 10.

5.5.3 Cenário 11

No cenário 11 procedeu-se a um aumento da rigidez longitudinal das molas dos apoios centrais e a uma redução da sua rigidez na direção transversal. Na direção longitudinal, o seu valor passa de $3EI/L^3$ para $6EI/L^3$. As molas na direção transversal, apresentam uma redução de 70% em relação ao modelo base (Figura 5.21).



Legenda:

- 1 - Apoios com deslocamentos em X, Y e Z bloqueados; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=450579.18$ kN/m) e Y ($K_T=263962.12$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 3- Apoio central com deslocamentos restringidos em X ($K_L=258727.84$ kN/m) e Y ($K_T=142372.62$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.21 – Condições de apoio: cenário 11.

Os resultados obtidos são os identificados na Tabela 5.11, e permite verificar que as frequências dos modos 1V e 2V aumentaram com a restrição dos deslocamentos dos aparelhos de apoio dos encontros sem influenciar significativamente os restantes modos.

Tabela 5.11 – Resultados para o cenário 11.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	2.94	5.11	0.980
Modo 3Tr	3.69	3.79	2.77	0.931
Modo 1V	4.95	4.70	4.99	0.991
Modo 2V	6.35	6.60	4.00	0.978
Modo 3V	6.82	7.21	5.67	0.951
Modo 4V	11.30	12.18	7.84	0.819

O erro médio das frequências é igual a 5.06% enquanto o valor do MAC médio é de 0.942.

O gráfico da Figura 5.22 traduz as percentagens de correlação, MAC, para os valores MAC da Tabela 5.11.

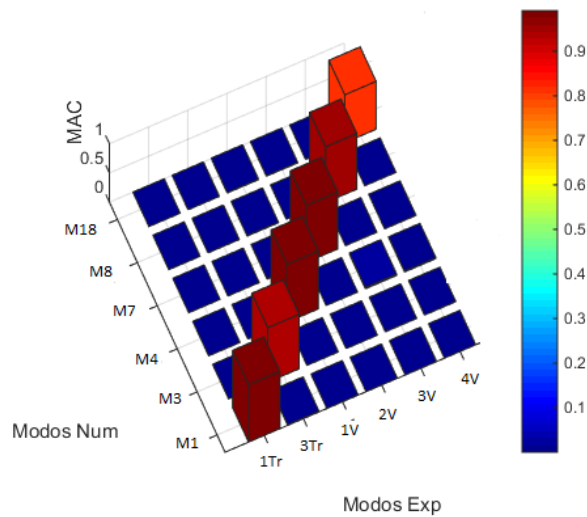
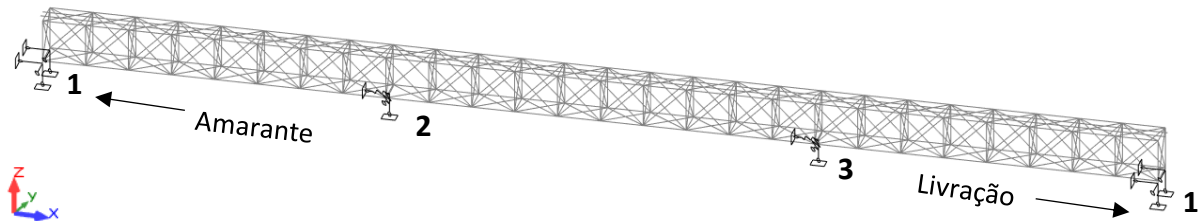


Figura 5.22 – Matriz de correlação MAC para os modos numéricos e experimentais: cenário 11.

5.5.4 Cenário 12

O cenário 12 consistiu na redução da constante de rigidez na direção transversal (Y). A redução efetuada é de 80% à constante de rigidez calculada inicialmente e manteve-se o valor de $6EI/L^3$ na longitudinal (direção X) (Figura 5.23).



Legenda:

- 1 - Apoios com deslocamentos em X, Y e Z bloqueados; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=450579.18$ kN/m) e Y ($K_T=175974.75$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 3- Apoio central com deslocamentos restringidos em X ($K_L=258727.84$ kN/m) e Y ($K_T=94915.08$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.23 – Condições de apoio: cenário 12.

Na Tabela 5.12 apresentam-se os resultados obtidos. O erro médio da frequência é igual a 4.72% enquanto o valor do MAC médio é de 0.879.

Tabela 5.12 – Resultados para o cenário 12.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	2.89	3.32	0.974
Modo 3Tr	3.69	3.75	1.68	0.965
Modo 1V	4.95	4.70	4.99	0.991
Modo 2V	6.35	6.60	4.00	0.978
Modo 3V	6.82	7.27	6.55	0.532
Modo 4V	11.30	12.17	7.75	0.835

Apesar da melhoria em relação ao erro médio das frequências face ao cenário anterior, a alteração efetuada na rigidez transversal provocou uma descida o valor do MAC médio, devido sobretudo à baixa correlação evidenciada no modo 3V. Esta má correlação deve-se ao aparecimento de movimentos de

torção no terceiro tramo, conforme se pode visualizar na Figura 5.24, inerente ao baixo valor da constante de rigidez da mola elástica aplicada no apoio 3 na direção transversal.

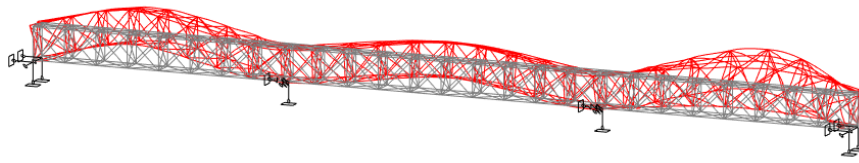


Figura 5.24 – Modo de vibração 9 (numérico) correspondente ao modo 3V (experimental).

O gráfico da Figura 5.25 traduz as percentagens de correlação, MAC, para os valores Mac da Tabela 5.12.

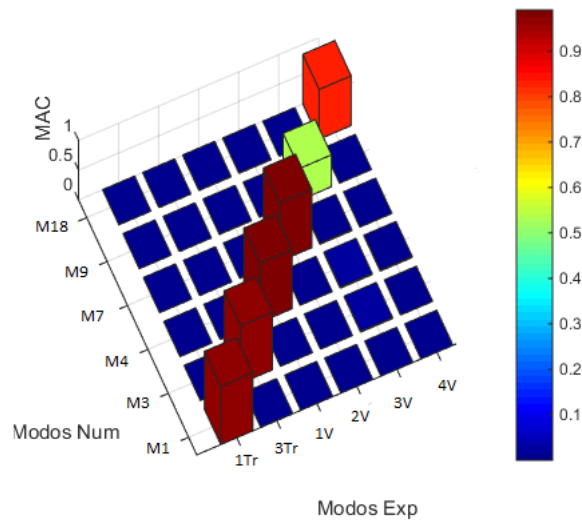
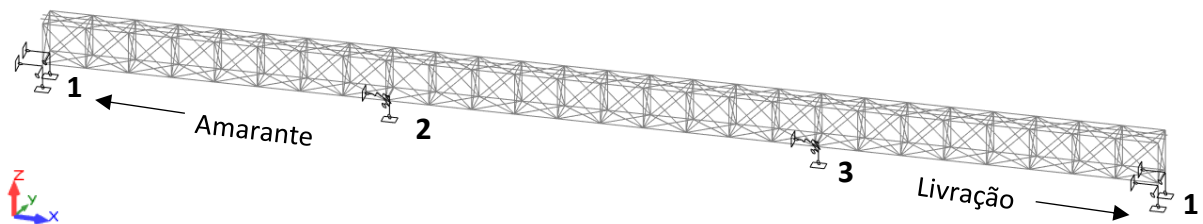


Figura 5.25 – Matriz de correlação MAC para os modos numéricos e experimentais: cenário 12.

5.5.5 Cenário 13

No cenário 13 procedeu-se a um aumento da rigidez longitudinal das molas dos apoios centrais e a uma redução da rigidez das molas na direção transversal. Na direção longitudinal, o seu valor passa de $3EI/L^3$ para $6EI/L^3$. Na direção transversal, a redução foi de 80% para o apoio 2, e de 60% para o apoio 3, tomando como referência os valores do modelo base (Figura 5.26).



Legenda:

- 1 - Apoios com deslocamentos em X, Y e Z bloqueados; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 2- Apoio central com deslocamento restringido em X ($K_L=450579.18$ kN/m) e Y ($K_T=175974.75$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.
- 3- Apoio central com deslocamentos restringidos em X ($K_L=258727.84$ kN/m) e Y ($K_T=189830.16$ kN/m) e em Z bloqueado; rotações em torno de X e Z bloqueadas e em torno de Y livre.

Figura 5.26 – Condições de apoio: cenário 13.

Na Tabela 5.13 apresentam-se os resultados obtidos, onde erro médio da frequência é de 4.87 e o valor do MAC médio é de 0.943.

Tabela 5.13 – Resultados para o cenário 13.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
Modo 1Tr	2.80	2.94	5.11	0.985
Modo 3Tr	3.69	3.75	1.68	0.9353
Modo 1V	4.95	4.70	4.99	0.991
Modo 2V	6.35	6.60	4.00	0.978
Modo 3V	6.82	7.21	5.67	0.955
Modo 4V	11.30	12.17	7.75	0.814

Neste cenário obtém-se um melhor compromisso entre erro médio da frequência e o valor de Mac médio. Os desvios das frequências de cada modo de vibração apresentam uma gama de valores razoável, à exceção do modo 4V. A gama dos valores de MAC é elevada e está compreendida entre 0.814 e 0.991.

O gráfico da Figura 5.27 traduz os valores de correlação, MAC, da Tabela 5.13.

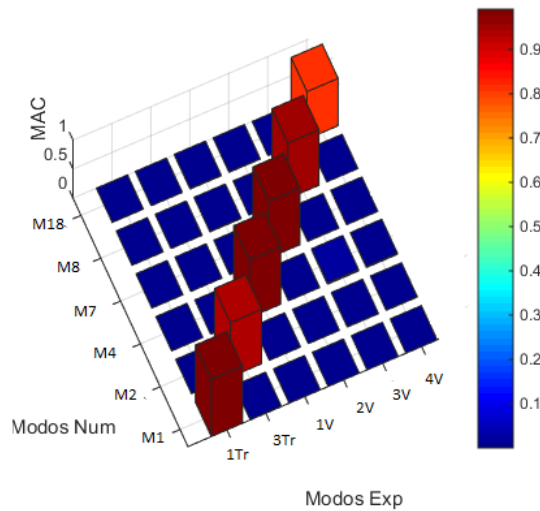


Figura 5.27 – Matriz de correlação MAC para os modos numéricos e experimentais: cenário 13.

5.6 ANÁLISE DE CORRELAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL

A calibração manual do modelo numérico possibilitou uma redução significativa do erro médio da frequência e o aumento do valor MAC médio.

A reduzida correlação numérico-experimental associado ao modo de vibração 3Tr e as diferenças significativas nos valores das frequências dos modos 1V e 2V foram colmatadas.

Terminado o processo de calibração, é possível concluir que o cenário 13 é aquele que apresenta o melhor compromisso entre o erro médio das frequências e o valor médio do MAC, com $\Delta f = 4.87\%$ e $MAC_{médio} = 0.943$. Na Figura 5.28 é apresentada uma comparação entre os valores das frequências experimentais e numéricas, antes e após calibração.

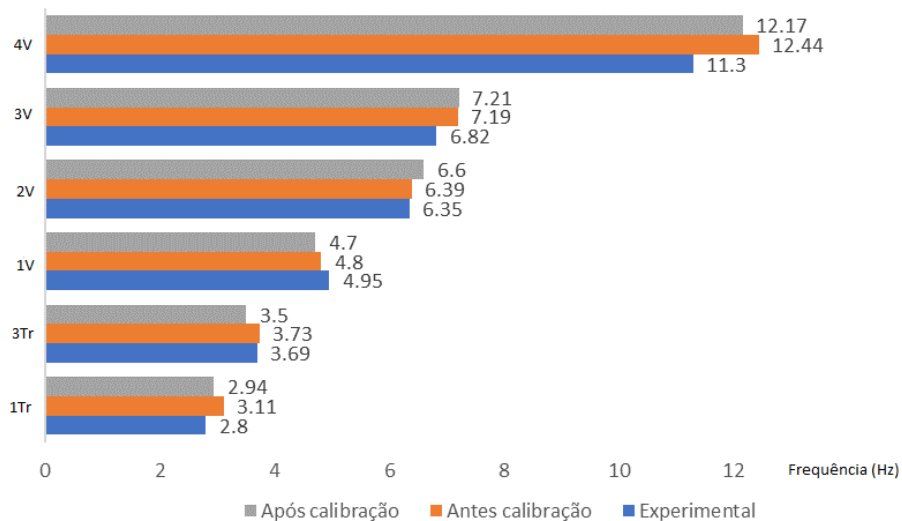


Figura 5.28 – Análise comparativa das frequências experimentais e numéricas, antes e após calibração do modelo.

Na Figura 5.29 são apresentados os valores de MAC obtidos antes e após calibração do modelo numérico.

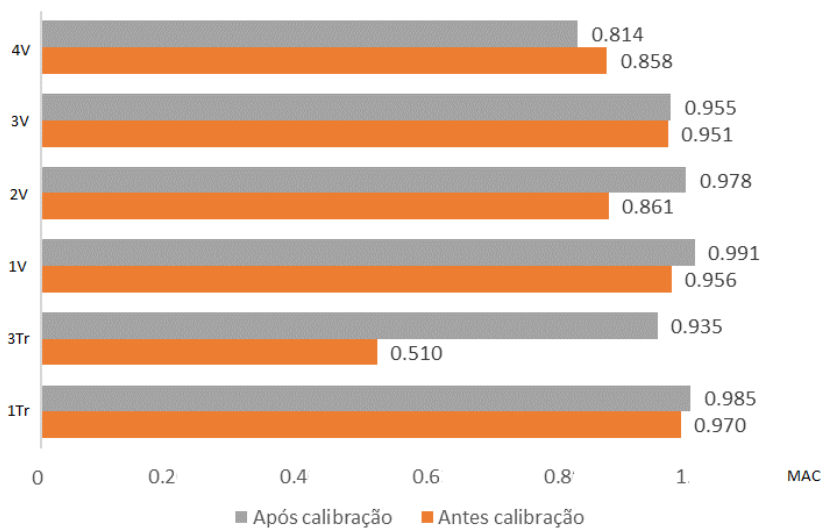


Figura 5.29 – Análise comparativa dos valores do MAC antes e após calibração do modelo numérico.

De uma maneira geral, retiraram-se as seguintes conclusões:

- O aumento de massa do sistema leva à redução das frequências naturais de vibração ($\omega = \sqrt{(K/M)}$), cuja diminuição repercute-se em todos os modos;
- A variação do módulo de elasticidade do aço influencia a rigidez da estrutura metálica, pelo que um menor valor de módulo de elasticidade conduz à redução da rigidez do sistema e, portanto, à redução das frequências naturais de vibração. A diminuição das frequências dos modos de vibração evidencia-se para todos os modos de vibração;
- A variação das condições de apoios já não apresenta consequências ao nível de correlação e frequências naturais de vibração tão previsível como os dois parâmetros acima referidos. No entanto, neste caso, a restrição do deslocamento na longitudinal provoca aumento mais significativo nas frequências dos modos verticais;
- Verificou-se um melhor ajuste das frequências naturais de vibração e do grau de correlação, para as condições de apoios preconizadas para o cenário 10 (por exemplo), com o aumento das constantes de rigidez das molas na direção longitudinal e com a redução das constantes de rigidez das molas na direção transversal;
- Constatou-se que os modos de vibração 1Tr, 1V, 2V e 3V, em termos de grau de correlação experimental-numérico, não são particularmente sensíveis à variação dos parâmetros efetuados.

As dificuldades da calibração manual do modelo numérico residiram essencialmente nos seguintes aspetos: i) dificuldade em aumentar da frequência dos modos 1V e 2V, ambos verticais, sem afetar as frequências dos restantes modos de vibração; ii) o reduzido grau de correlação das configurações do

modo de vibração 3Tr, para os vários cenários testados; iii) a redução das frequências através do aumento da massa dos elementos não-estruturais, tinha um efeito não desejado (oposto) para os modos 1V e 2V levando ao aumento considerável dos desvios das suas frequências de vibração; iv) o aumento isolado da rigidez longitudinal dos apoios centrais, sem o decréscimo significativo da rigidez na direção transversal, levava a baixos graus de correlação no modo de vibração 3Tr.

Relativamente aos parâmetros admitidos para o modelo numérico calibrado, a inexistência de informação acerca das propriedades mecânicas dos pilares (módulo de elasticidade) e das suas fundações, além da falta de estudos mais concretos que evidenciem o comportamento real dos aparelhos de apoios, e também a simplificação assumida ao nível da secção transversal e altura dos pilares, poderão justificar os valores assumidos para as constantes de rigidez.

Quanto aos aparelhos de apoios, nada garante que os movimentos preconizados em projeto (considerando o tipo de apoio implementado) sejam os que realmente se constatam na estrutura real. Atendendo a que os aparelhos de apoio ainda são os originais e devido à sua deterioração por ações ambientais, é previsível que as restrições de movimentos sejam completamente distintas.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

A presente dissertação envolveu a calibração de um modelo numérico da ponte ferroviária da Baía com base em informação experimental recolhida com base num ensaio dinâmico de vibração ambiental.

Neste sentido, no Capítulo 2 procedeu-se à descrição pormenorizada das características geométricas da estrutura metálica treliçada, envolvendo a caracterização de todos os seus elementos constituintes e das secções transversais, assim como a respetiva localização. A caracterização geométrica teve por base as plantas e alçados realizados por entidades externas uma vez que não foi fornecida qualquer tipo de informação referente a projetos ou memórias descritivas existentes.

No capítulo 3 apresentou-se o modelo de elementos finitos da ponte elaborado recorrendo ao programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis*, através de elementos finitos do tipo barra. A modelação incluiu um conjunto de pressupostos e simplificações, nomeadamente no diz respeito ao tipo de aço, o qual se admitiu como sendo S235 ($E=210\text{GPa}$), dado que não foi possível realizar os ensaios necessários no sentido de obter essa informação. Uma outra simplificação concretizada foi a ligação das diagonais de contraventamento da estrutura, realizada ao nível do centro geométrico do nó de interseção das várias barras concorrentes, tendo sido posteriormente colmatada com a aplicação de libertações de forma a retratar o comportamento mecânico das ligações em chapa.

Destacou-se ainda a importância de uma boa estimativa da massa dos elementos não-estruturais (guarda-corpos, passadiços, chapas de ligação, e carris), dado que representa uma fatia considerável do peso estrutural e, no caso concreto, chegou-se a uma percentagem de 41.93% do peso total do tabuleiro.

As massas dos elementos não-estruturais e dos carris foram incluídas no modelo numérico através de aplicação de cargas localizadas e de acordo com a posição real dos elementos.

A análise modal incluiu um conjunto de procedimentos prévios, nomeadamente a aplicação de cargas pontuais das barras das diagonais dos contraventamentos horizontais, devida à necessidade de eliminar da análise modal os contributos dos modos locais destes elementos. Deste modo, foi aplicada uma técnica

CONSIDERAÇÕES FINAIS

de conversão de cargas em massas em todos os casos de carga criados. A gama de frequências naturais dos modos primeiros 20 modos de vibração analisados ficaram compreendidas entre os 3.11 Hz e 13.81 Hz.

No capítulo 4 foi realizada uma descrição do ensaio de vibração ambiental da ponte ferroviária da Baía, cujo objetivo principal consistiu na identificação das configurações modais, frequências naturais de vibração e coeficientes de amortecimento.

A identificação das propriedades dinâmicas recorreu a um método não-paramétrico no domínio da frequência, o método EFDD (Versão melhorada do método de Decomposição do Domínio da Frequência), por intermédio do programa ARTeMIS (2015).

Foram identificados 9 modos de vibração, sendo 1Tr, 2Tr, 3Tr e 4Tr modos transversais com frequências naturais de vibração de 2.80Hz, 3.22Hz, 3.67Hz e 9.45Hz, respetivamente. O 1V, 2V e 4V modos verticais com frequências naturais de vibração de 4.95Hz, 6.45 Hz, 6.82Hz e 11.30Hz, respetivamente. O 1Tmodo, modo de torção, com uma frequência de 6.72Hz.

O desvio médio em relação ao modelo de base foi de 5.88% e da análise de correlação através do critério de garantia modal resultou um MAC igual a 0.754.

No capítulo 5 apresentou-se a calibração manual efetuada, que consistiu na variação de um conjunto de parâmetros numéricos, nomeadamente as condições de apoio, por meio das constantes de rigidez das molas elásticas, o módulo de elasticidade do aço e a massa dos elementos não estruturais.

Foi possível verificar uma influência significativa nos parâmetros modais quando foi realizada a variação das condições de apoio. No que diz respeito à variação de massa e do módulo de elasticidade do aço ficou provada a sua influência direta nas frequências naturais de vibração, e o efeito linear provocado ao longo das frequências e configurações dos modos de vibração, fundamentado com base nos valores de MAC relativamente constantes ao longo da variação destes parâmetros.

Na Tabela 6.1 apresenta-se os resultados obtidos após a calibração do modelo numérico tendo por base os modos experimentais 1Tr, 3Tr, 1V, 2V, 3V e 4V.

Tabela 6.1 – Comparação dos parâmetros modais obtidos por via numérica, após calibração, e experimentais.

Modos	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Δf (%)	MAC
1Tr	2.80	2.94	5.11	0.985
3Tr	3.69	3.75	1.68	0.935
1V	4.95	4.70	4.99	0.991
2V	6.35	6.60	4.00	0.978
3V	6.82	7.21	5.67	0.955
4V	11.30	12.17	7.75	0.814

O desvio médio passou de 5.25% (apenas para os modos incluídos na calibração), antes da calibração, para 4.87%, após a calibração, e a correlação obtida através do método de garantia modal MAC passou de 0.868 (apenas para os modos incluídos na calibração), antes da calibração, para 0.943, após a calibração, verificando-se uma melhoria significativa especialmente ao nível do desvio das frequências dos modos 1V e 2V, e no valor do MAC do modo 3Tr.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No decorrer da elaboração do estudo dinâmico efetuado à ponte ferroviária da Baía, foram detetados vários pontos que deveriam ser alvo de investigações futuras, destacam-se:

- Ensaios adequados que permitam aferir as características mecânicas de aço presente na estrutura metálica. Este parâmetro, efetivamente, constituiu uma fonte de incerteza no processo de avaliação do comportamento dinâmico da ponte ferroviária e, aliado à elevada variabilidade que poderá apresentar (consequência inerente da idade de construção e às características do aço usada à data da sua construção), torna-se necessário averiguar de forma quantitativa o seu módulo de elasticidade;
- Inspeção e ensaios específicos direcionados à verificação das condições de degradação e comportamento dos aparelhos de apoio. Atendendo a que os aparelhos de apoio existentes na estrutura são os originais, as características especificadas em projeto no que toca à sua mobilidade, em termos de deslocamentos e rotações, certamente não correspondem às

condições atuais dos aparelhos de apoio devido sobretudo aos fatores de degradação ambiental, falta de manutenção e corrosão);

- Obtenção de informação mais precisa acerca das características mecânicas dos pilares e das fundações através de ensaios adequados. As constantes de rigidez a aplicar nas molas elásticas dependem das suas propriedades mecânicas e estas, por sua vez, influenciam no comportamento dinâmico da estrutura no que diz respeito a deslocamentos e rotações modificando desta forma as frequências naturais de vibração;
- Seria interessante realizar uma modelação numérica mais completa, efetuando a modelação dos pilares através de elementos finitos de volume, assim como a modelação das chapas de ligação dos contraventamentos da estrutura metálica e verificar as possíveis diferenças, e deste modo avaliar em que medida uma modelação mais pormenorizada seria ou não relevante;
- No que diz respeito ao emparelhamento dos modos de vibração numéricos com os experimentais, seria interessante em investigações futuras avaliar a sua correlação através do critério energético de garantia modal (EMAC);
- Relativamente à calibração do modelo numérico seria interessante a realização de uma calibração automática recorrendo a algoritmos genéticos;
- Tendo em vista o possível tipo de utilização pretendido para a ponte ferroviária, particularmente a passagem de comboios, é imprescindível complementar o estudo desenvolvido com um conjunto de simulações numéricas que permitissem avaliar o comportamento dinâmico sob a ação de tráfego ferroviário, e realizar a avaliação da sua segurança na perspetiva estrutural, da via e do conforto dos passageiros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

Allemang, R. and Brown, D. *A correlation coefficient for modal vector analysis*. In: International Modal Analysis Conference. Orlando, USA. 1982.

Allemang, R. *The modal assurance criterion (MAC) - twenty years of use and abuse*. Journal of Sound and Vibration. Volume 37 (8), p.14-21. 2003.

B

Bendat, J., Piersol, A. *Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis*, John Wiley & Sons, USA. 1980

Brazão Farinha, J.S., Correia dos Reis, A. *Tabelas Técnicas*. Edição P.O.B. 1993

Brehm, M., Zabel, V. e Bucher, C. *An automatic mode pairing strategy using an Enhanced modal assurance criterion based on modal strain energies*. Journal of Sound and Vibration. Volume 329, p.5375-5392. 2010

Brincker, R., Zhang, L., e Andersen, P. *Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition*. *Smart Materials and Structures*. Volume 10, 2001.

C

Coelho, Aristides Guedes. Freitas, José A.M.. Azeredo, Manuel. Costa, Aníbal. Cruz, José Sena. Santos, Nuno Eduardo. Lopes, Duarte Barroso. *Estudo da Viabilidade de Utilização da Ponte Luiz I pelo Metro Ligeiro do Porto*. Relatório Técnico: Instituto da Construção / Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto / Metro do Porto, S.A.

Clough, R. and Penzien, J. *Dynamics of Structures*, 3rd edition. New York: McGraw-Hill. 2003

Cooley, J. W.; Tukey, J. W. *An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series*, *Mathematics of Computation*. Volume 19, No. 90, 1965.

Costa, Bruno. *Strutural Identification of Old Steel Bridges: Monitoring and Rehabilitation Assessment*. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.

Costa, C., Ribeiro, D., Jorge, P., Silva, R., Arêde, a., & Calçada, R. (2016). Calibration of the numerical model of a stone masonry railway bridge based on experimentally identified modal parameters. *Engineering Structures*, 123, 354–371. doi:10.1016/j.engstruct.2016.05.044.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Costa, B. Félix, C. e Figueiras, J.A. *Avaliação Experimental e Numérica do Comportamento Estrutural da Ponte Luiz I*. VI Congresso de Construção Metálica e Mista, 2009

Cruz, Luís. *Avaliação do Comportamento de uma Ponte Metálica Centenária Sujeita à Ação de Tráfego Ferroviário Ligeiro*. Dissertação, Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2015.

E

Ewins, D. J. *Modal validation: correlation for updating*. Sādhanā. Volume 25 (3), p.227. 2000

F

Fernandes, P. S. *Avaliação das características dinâmicas de estruturas existentes*. Dissertação, Universidade de Aveiro, 2014.

M

Magalhães, Filipe. *Identificação Modal Estocástica para Validação Experimental de Modelos Numéricos*. Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.

Magalhães, F. Cunha, A. *Ensaio de vibração ambiental da ponte Ferroviário na foz do rio Tua*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011

Marques, Diogo. *Avaliação do Comportamento e Reforço da Ponte de Maçainhas sob a Ação do Tráfego Ferroviário*. Dissertação, Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2015.

Marques, Fernando. *Avaliação do comportamento estrutural e análise de fadiga em pontes metálicas ferroviárias*. Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.

P

Pacheco, João. *Ponte Ferroviária sobre o Rio Tua. Interpretação de dados de monitorização*. Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2016.

R

Ribeiro, Diogo. Delgado, Rui. *Calibração do Modelo Numérico da Ponte Ferroviária de São Lourenço com base em Parâmetros Modais*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Série II. 2012.

Rodrigues, Jorge. *Identificação Modal Estocástica, Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil*. Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.

S

Santos, André. *Análise Numérica e Experimental do Comportamento Dinâmico da Ponte Ferroviária de Antuã*. Dissertação, Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2014.

Santos, Nuno. *Conservação e reabilitação de pontes metálicas*. Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.

ANEXO 1

Tabela: deslocamentos relativos aplicados (*offset*).

ANEXO 1

Nome da secção transversal	vp_y (cm)	vp_z (cm)	Offset (cm)
Cordas Banzo Inferior(BI)	17.5	13.983	z= 12.983
Cordas Banzo Inferior com reforço (BIRE)	17.5	9.576	z= 5.576
Cordas Banzo Superior com reforço (BSRE)	17.5	49.331	z= -12.669
Cordas Banzo Superior(BSUP)	17.5	45.467	z= -16.533
Carlingas (CARL)	10	31	z= -31.000
Contraventamento horizontal Banzo superior (CONS)	3.647	6.364	z= -64.650
Contraventamento horizontal Banzo inferior (CONS)	3.647	6.364	z= ±3.650
Diagonais contraventamento horizontal Banzo inferior (DCON)	3.303	5.657	z= ±3.300
Contraventamento vertical (DGAO)	9.5	4.79	y= ±4.790
Contraventamento vertical (DIAE)	3.663	16	y= ±3.660
Contraventamento horizontal Banzo superior (DIAF)	5.664	8	z= -64.340
Contraventamento vertical (DIAN)	2.033	7.25	y= ±2.030
Contraventamento vertical (DIAR)	2.336	8	y= ±2.340
Contraventamento vertical (DIAS)	2.577	9	y= ±2.580
Contraventamento Vertical Transversal (DIAT)(1)	2.091	7	x= ±2.090
Contraventamento Vertical Transversal (DIAT)(2)	1.845	6	x= ±1.860
Contraventamento Vertical Transversal (DGAO)	9.5	4.79	x= ±4.790
Contraventamento vertical (DIAT)	8.5	4.968	y= ±4.970
Contraventamento vertical (DNAL)	2.437	8.75	y= ±2.440
Diagonais contraventamento horizontal Banzo inferior (DSUP)	2.957	4.95	z= ±2.0900
Diagonais contraventamento horizontal Banzo Superior (DSUP)	2.957	4.95	z= -64.090
Longarinas (LONG)	9.5	29	z= -31
Travessa tramos intermédios(VGIN)	2.091	7.25	z= 3.091
Travessa encontros e apoios (VGTR)	7.5	15	z= 15