

CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO DINÂMICO DE UM VIADUTO FERROVIÁRIO

DANIEL EDUARDO DELGADO VAZ

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Coorientador: Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro

JULHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miiec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus seres queridos

“O fardo mais pesado esmaga-nos, verga-nos, comprime-nos contra o solo. Mas, na poesia amorosa de todos os séculos, a mulher sempre desejou receber o fardo do corpo masculino. Portanto, o fardo mais pesado é também, ao mesmo tempo, a imagem do momento mais intenso da realização de uma vida. Quanto mais pesado for o fardo, mais próxima da terra se encontra e mais real e verdadeira é.”

Milan Kundera.

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho é o resultado do esforço e dedicação de certas pessoas com quem tive o prazer de trabalhar, aprender e partilhar experiências que me nutriram como estudante de engenharia e me deixaram aprendizagens valiosas para a minha carreira profissional. Pelo seu aporte e investimento de tempo no desenvolvimento deste trabalho, quero expressar os meus sinceros agradecimentos:

- Ao Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada, principalmente pela valiosa partilha de conhecimentos, paciência, boa disposição, por manter a calma perante situações adversas e por me munir como estudante do necessário para abordar temáticas complexas que me permitiram exercitar a sensibilidade e o bom senso que todo engenheiro requer no desempenho do seu trabalho.
- Ao Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro, pela quantidade de tempo investido neste trabalho, preocupação e disponibilidade imediata. O constante fornecimento de direções e sugestões revelaram não só ser indispensáveis para o correto desenvolvimento deste trabalho, mas também para torná-lo o mais interessante possível em termos de investigação e análise.
- Ao meu colega e amigo Gonçalo Cabral Ferreira, pelo incansável suporte e constante ajuda nos aspetos mais críticos que o desenvolvimento deste trabalho envolveu. O seu aporte em termos de conhecimento, perícia, boa disposição e sentido crítico foram fundamentais para atingir resultados de qualidade e competentes; nomeadamente em termos de modelação numérica e de gestão computacional que os programas envolvidos neste trabalho requerem.
- Aos meus colegas com quem partilhei um espaço no terceiro andar do DEC, nos míticos ‘aquários’, onde à medida que fomos desenvolvendo os nossos respetivos trabalhos de dissertação, fomos cimentando os nossos laços e eventualmente nos fomos tornando amigos. Agradeço-lhes por sempre fazer duma sala abafada e sem janelas um espaço de ambiente ligeiro onde a diversidade cultural e o sentido de humor foram sempre bem-vindos.
- Aos meus pais e irmãs, por me fornecerem diariamente de exemplos de superação sem importar o grau de seriedade acarretada pelas diversas adversidades que foram enfrentando. O trabalho árduo e perseverança demonstrada da minha parte perante a totalidade do meu percurso académico é resultado de uma infinidade de exemplos que tive a sorte de ver no meu lar.
- Aos meus companheiros de curso e amigos que a FEUP me foi fornecendo ao longo do percurso académico, por fazer da minha vida académica uma montanha russa de vivências únicas que, embora seja impossível recordá-las todas, todas elas me moldaram.

RESUMO

O desenvolvimento deste trabalho teve como objetivos:

- Modelação numérica de um viaduto ferroviário, de tabuleiro metálico - situado em Amarante e inaugurada em 1909 – num programa de elementos finitos nos quais se definem os parâmetros numéricos que definem o comportamento do modelo;
- Realização de um ensaio dinâmico que permita a obtenção de dados que representem o comportamento real estrutural;
- Otimização paramétrica do modelo numérico através da aplicação duma metodologia inspirada na teoria da evolução das espécies neodarwinista, denominada por ‘algoritmo genético’, com base em dados experimentais obtidos na realização prévia do ensaio dinâmico.

O comportamento real da estrutura é deduzido através da realização de um ensaio de vibração ambiental. Esta análise experimental consiste no planeamento e colocação estratégica de sensores ao longo da estrutura que permitam o registo da resposta estrutural – frequências naturais e os seus respetivos modos de vibração - face à excitação induzida por fatores ambientais. Pelo facto, o comportamento real da estrutura é inerente aos dados obtidos, pelo que são denominados ‘dados experimentais’.

A modelação numérica consiste na reprodução numérica da ponte no software de elementos finitos ANSYS, para além da cuidadosa atribuição de *element types* aos diversos elementos estruturais que configuram a ponte. Na etapa da modelação se teve especial atenção às condições de apoio, para assim dar ênfase à análise numérica das suas propriedades nas seguintes etapas: análise de sensibilidade e otimização paramétrica.

Pode-se dar início ao processo de calibração experimental quando o modelo numérico e os dados experimentais se encontram devidamente configurados. Inicialmente, é realizada uma análise de sensibilidade, onde se pode observar a correlação existente entre os parâmetros numéricos e as respostas, com o objetivo de eliminar do processo de otimização paramétrica aqueles parâmetros que pouco influenciam as respostas e assim aumentar a eficiência da etapa final: otimização paramétrica.

O método usado para a otimização paramétrica neste trabalho foi o algoritmo genético, presente no programa de otimização paramétrica OptiSlang. Este método consiste inicialmente na geração aleatória de amostras, contendo todas estas os mesmos parâmetros numéricos, mas todas elas com valores paramétricos diferentes. Com base nos dados experimentais se define uma função objetivo, que avalia a aptidão de cada amostra gerada ao problema definido, para assim ir sucessivamente convergindo o problema àquela solução cujos parâmetros numéricos fazem com que o comportamento numérico da ponte seja o mais similar possível ao experimental.

PALAVRAS-CHAVE: viaduto ferroviário; tabuleiro metálico; análise experimental e numérica; calibração; algoritmos genéticos.

ABSTRACT

The development of this project had the following objectives:

- Numerical modelling of a railway viaduct, of a metallic deck – localized in Amarante and inaugurated in 1909 – in finite element method (FEM) program, where the numerical parameters that control the dynamic behavior of the numerical model can be defined (and re-defined);
- Realization of a dynamic test, based in an ambient vibration test, which allows the estimation of data that represents the real dynamic behavior of the structure;
- Parametric optimization of the numerical model through the application of a methodology inspired in the Neo-Darwinist theory of the evolution of species, called by ‘genetic algorithm’, based in the experimental data that was obtained in the previous realization of the dynamic test.

The real dynamic behavior of the bridge is obtained through the realization of an ambient vibration test. This test consists in the planning and strategic placement of accelerometers along the structure that allows the registration of the structural response – natural frequencies and their respective modes of vibration – triggered by the stimulation induced by ambient factors. Thus, the real structural behavior of the bridge is inherent to the obtained data, by what it’s called by ‘experimental data’.

The numerical modelling consists in the numerical replication of the viaduct in the finite element method (FEM) program, ANSYS, as well as the careful attribution of element types (that are available in the program), to the several structural components that complement the bridge. Special attention was given to the boundary conditions, a special emphasis given to the numerical analysis of its properties in the phases of sensitivity analysis and parametrical optimization.

The calibration process can be initiated once the numerical model and the experimental data is properly set. Firstly, a sensitivity analysis is made in order to reveal the correlation between numerical parameters and numerical responses, eliminating from the optimization process those parameters that do not influence the responses as much as others, so the efficiency of the optimization process is increased.

The method implemented in the development of this project was the genetic algorithm (or GA). This method consists initially in the random generation of samples, each one of them containing the same numerical parameters, with a unique set of values given. Based on the experimental data is defined an objective function that assesses the fitness of every sample to the defined problem, so the problem can be sequentially converged towards the solution the contains the set of values that can more accurately reproduce the dynamic behavior of the real viaduct, this being the experimental data.

KEY-WORDS: railway viaduct; metallic deck; experimental and numerical analysis; calibration; genetic algorithm.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT	V
 1 INTRODUÇÃO.....	 1
 1.1. ENQUADRAMENTO: SHIFT2RAIL	 1
1.1.1. DESAFIOS CHAVE NO SECTOR FERROVIÁRIO EUROPEU.....	2
1.1.2 ABORDAGEM	3
1.1.3. IP3: INFRAESTRUTURA DE ALTA CAPACIDADE, ECONÔMICA E CONFIÁVEL	4
1.1.3.1 Desafios do IP3	4
1.2. OBTENÇÃO DE UM MODELO DINÂMICO CALIBRADO	4
1.2.1. ETAPAS ENVOLVIDAS NA OBTENÇÃO DE UM MODELO DINÂMICO CALIBRADO EXPERIMENTALMENTE.....	4
1.2.2. OBJETIVOS.....	5
1.3 DESCRIÇÃO DOS CONTEÚDOS DO TRABALHO	5
 2 EFEITOS DINÂMICOS, ASPETOS REGULAMENTARES EM VIADUTOS FERROVIÁRIOS E METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA	 7
 2.1 EFEITOS DINÂMICOS	 7
2.1.1 MODELOS DE CARGA.....	9
2.1.1.1 Modelo de Carga 71.....	9
2.1.1.2 Modelos de carga SW/0 e SW/2	10
2.1.1.3 Modelo de Carga “comboio descarregado”	11
2.1.1.4 Modelo de Carga HSLM.....	11
2.2. ASPETOS REGULAMENTARES NA ANÁLISE DINÂMICA.....	12
2.2.1 NECESSIDADE DE UMA ANÁLISE DINÂMICA OU UMA ANÁLISE ESTATICA.....	13
2.2.2 COEFICIENTE DINÂMICO $\Phi (\Phi_1, \Phi_2)$	15
2.3 ESTADOS LIMITES DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	16
2.3.1 SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	16
2.3.1.1 Análise dinâmica requerida	16
2.3.1.2 Análise dinâmica dispensada	17
2.3.2 SEGURANÇA DA VIA	18
2.3.2.1 Deformação vertical máxima do tabuleiro	19
2.3.2.2 Aceleração vertical máxima do tabuleiro	19
2.3.2.3 Torção do tabuleiro	19
2.3.2.5 Resposta combinada da via e da estrutura a ações variáveis.....	21
2.3.3 CONFORTO DOS PASSAGEIROS.....	22
2.4 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO	23
2.4.1 INTRODUÇÃO	23
2.4.2 MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL.....	26
2.4.3 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DIRETA PELO MÉTODO NEWMARK	27

3 DESCRIÇÃO E MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE FERROVIÁRIA DA BAIA.....29

3.1 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DA LINHA FERROVIÁRIA DA LINHA DO TÂMEGA	29
3.1.1 LOCALIZAÇÃO	30
3.1.2 LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO	31
3.2 CARACTERIZAÇÃO DA PONTE BAIA	31
3.2.1 ELEMENTO ESTRUTURAIS	31
3.2.1.1 Longarinas.....	32
3.2.1.2 Carlingas	32
3.2.1.3 Vigas treliça – montantes.	33
3.2.1.4 Vigas treliça - cordas superiores e inferiores.....	34
3.2.1.5 Contraventamentos das vigas treliça- travessas e diagonais.....	35
3.2.1.6 Vigas treliça - ligações nos nós.	36
3.2.1.7 Vigas treliça – diagonais.....	37
3.2.1.8 Localização e identificação dos elementos estruturais na obra de arte.	37
3.3 ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS	39
3.4 APARELHOS DE APOIO	40
3.5 PILARES E ENCONTROS	40
3.6 MODELAÇÃO NUMÉRICA	41
3.6.1 MODELO NUMÉRICO DE REFERÊNCIA – MODELO A.....	41
3.6.2 MODELO NUMÉRICO DESENVOLVIDO NO ANSYS – MODELO B	42
3.6.2.1 Geometria do modelo e propriedades dos elementos estruturais	42
3.6.2.2 Elementos não-estruturais.....	43
3.6.2.3 Apoios centrais e encontros	44

4 METODOLOGIAS DE CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO DINÂMICO47

4.1 INTRODUÇÃO.....	47
4.2 MÉTODO ITERATIVO BASEADO EM ALGORITMOS DE OTIMIZAÇÃO.....	48
4.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	49
4.3.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE LOCAL.....	49
4.3.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE GLOBAL.....	50
4.2.3.1 Técnicas de amostragem	50
4.4 ANÁLISE MODAL	51
4.5 PARÂMETROS EXPERIMENTAIS	52
4.5.1 METODOLOGIA DE IDENTIFICAÇÃO MODAL	52
4.5.2 ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL	53
4.5.3 CONFIGURAÇÕES EXPERIMENTAIS – <i>SETUPS</i>	54
4.5.4 IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE VIBRAÇÃO	56
4.6. EMPARELHAMENTO DE MODOS.....	58
4.6.1 CRITÉRIO DE GARANTIA MODAL (MAC)	58
4.6.2 CRITÉRIO ENERGÉTICO DE GARANTIA MODAL (EMAC)	59
4.7 OTIMIZAÇÃO	60
4.7.1 FUNÇÃO OBJETIVO	60
4.7.2 ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO	61
4.7.2.1. Algoritmos evolutivos.....	61
4.8 ALGORITMO GENÉTICO	62

4.8.1 METODOLOGIA.....	62
5 CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DO MODELO DINÂMICO USANDO ALGORITMO GENÉTICO	65
5.1. INTRODUÇÃO AO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO NO PROGRAMA DE OTIMIZAÇÃO PARAMÉTRICA: OPTISLANG	65
5.1.1 CONFIGURAÇÃO DO PROGRAMA	65
5.1.2 INICIAÇÃO DO PROCESSO DE OTIMIZAÇÃO	66
5.1.2.1 Análise de sensibilidade e Otimização paramétrica	66
5.1.2.2 COORDENAÇÃO ANSYS-MATLAB	68
5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	68
5.2.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	68
5.2.1.1 Parametrização: Valores paramétricos, intervalos de variação e a sua justificação.	69
5.3.1 OTIMIZAÇÃO PARAMÉTRICA.....	73
5.3.1.1 Resultados do algoritmo genético	73
6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	77
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	77
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	78

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Abordagem do sistema em relação aos programas inovadores (IP's)	3
Figura 2.1 - Coeficientes de amplificação dinâmica fixados por diferentes administrações ferroviárias. Adaptado de Calçada (1995).....	8
Figura 2.2 - Comboios tipo reais fixados pela UIC (Adaptado Calçada, 1995)	9
Figura 2.3 - Modelo de Carga 71 e valores característicos das cargas verticais.....	10
Figura 2.4 - Modelos de Carga SW/0 e SW/2	10
Figura 2.5 - Modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN 1991-2 (2003)).....	11
Figura 2.6 - Modelo de cargas HSLM-B (adaptado de EN 1991-2 (2003)).....	12
Figura 2.7- Fluxograma para a determinação da necessidade de realização de uma análise	13
Figura 2.8 - Limites da frequência própria da ponte n_0 [Hz] em função de L [m] (adaptado de EN1991-2 (2017)).....	15
Figura 2.9 - Definição de rotações angulares do tabuleiro nos apoios.....	19
Figura 2.10- Definição da torção do tabuleiro (adaptado da EN1990-A2; 2001).....	20
Figura 2.11 - Deformação vertical máxima permitida (δ) para pontes ferroviárias com 3 vãos sucessivos ou mais simplesmente apoiados, correspondente a um nível de aceleração vertical nas carruagens de $b_v=1\text{m/s}^2$, em função da velocidade v (km/h).	23
Figura 3.1 - Linha do Tâmega, ano 1947 (adaptado Google Images, 2018).....	29
Figura 3.2 - Prova da realização da última intervenção à que foi sujeita a Ponte da Baia.	30
Figura 3.3 - Localização geográfica da Ponte da Baia	30
Figura 3.4 - Ponte da Baia em exploração	30
Figura 3.5 - Alçado da Ponte da Baia.....	31
Figura 3.6- Elementos estruturais da parte superior do tabuleiro, em que (1) longarinas, (2) carlingas, (3) corda da viga treliçada e (4) contraventamentos.	32
Figura 3.7- Secção transversal e dimensões gerais em centímetros das longarinas.....	32
Figura 3.8- Secção transversal e dimensões gerais em centímetros das carlingas.	33
Figura 3.9 - Secções transversais dos montantes nos encontros, com dimensões em centímetros, sendo a secção da esquerda corresponde às secções de extremidade e a de direita à secção central.	33
Figura 3.10 - Secções transversais e dimensões gerais em centímetros dos montantes sobre os apoios da ponte.	34
Figura 3.11 - Fotografia do montante intermédio e representação da secção transversal do mesmo com dimensões em centímetros.	34
Figura 3.12 - Secção transversal das cordas superiores e inferiores. A esquerda corresponde às cordas superiores, a direita às inferiores.	35
Figura 3.13 - Reforços das cordas inferiores na zona dos apoios sobre os pilares.	35
Figura 3.14 – Travessas a) nos apoios; e b) nas aspas intermédias.	36
Figura 3.15 - Ligação gousset da diagonal de contraventamento das vigas treliça.	36
Figura 3.16 - Ligações nos nós das vigas treliça, sendo a) um nó inferior, e b) um nó superior.	36
Figura 3.17- Diagonais de contraventamento lateral.....	37
Figura 3.18 - Alçado da Ponte da Baia: identificação de elementos estruturais mediante numeração.	37
Figura 3.19 - Secções transversais das diagonais das vigas treliça com dimensões em centímetros.	38
Figura 3.20 - Enumeração dos elementos pertencentes aos banzos da ponte.....	38
Figura 3.21 - Secções transversais dos contraventos horizontais.....	38
Figura 3.22 - a) Guarda-corpos; b) passadiço.....	39
Figura 3.23 – a) Corte transversal do tabuleiro; b) vista interna da ponte (adaptado Oliveira, 2017)....	39

Figura 3.24 - Aparelhos de apoio simples. a) No encontro do lado da Livração; b) Vista superior num dos pilares; c) Vista lateral num dos pilares.	40
Figura 3.25 - Aparelhos de apoio duplo sobre um dos pilares de alvenaria.	40
Figura 3.26 - Estruturas de suporte em alvenaria de pedra; a) pilares centrais; b) encontro do lado de Amarante.....	41
Figura 3.27 - Pormenor da secção transversal dos pilares (adaptado Oliveira, 2017).	41
Figura 3.28 – Modelo da Ponte da Baia no software ROBOT Structural Analysis.	42
Figura 3.29 – Geometria da estrutura no modelo numérico B.....	43
Figura 3.30 - Modelação de apoios centrais no ANSYS. a) área superior; b) área inferior e superior; c) geometria de um dos apoios centrais.....	44
Figura 3.31 – Ligação entre a estrutura e o apoio realizada através de elementos de molas amortecedoras (COMBIN14).....	45
Figura 4.1- Fluxograma do método iterativo baseado em algoritmos de otimização (adaptado Ribeiro, 2012).	49
Figura 4.2 - Distribuição amostral do método: a) Monte Carlo; b) Hipercubo Latino (adaptado de OptiSLang(2008)).....	51
Figura 4.3 - Metodologia de identificação dos parâmetros modais usando a técnica EFDD (Oliveira, 2017).	52
Figura 4.4 - Técnica de ensaio usando pontos fixos (adaptado Rodrigues, 2004).	54
Figura 4.5 - Configurações experimentais utilizadas no ensaio de vibração ambiental da Ponte da Baia (adaptado Oliveira, 2017).	55
Figura 4.6 - Valores singulares da matriz das funções de densidade espectral (adaptado Oliveira, 2017).	56
Figura 4.7 - Modos de vibração experimentais (adaptado Oliveira, 2017).	57
Figura 4.8 - Fluxograma de um algoritmo genético (adaptado Ribeiro, 2012).	63
Figura 5.1 - Fluxo de trabalhos automatizados inerente ao processo de otimização desenvolvido no OptiSLang.	65
Figura 5.2 - Diretório configurador do fluxo de trabalhos no OptiSLang.....	66
Figura 5.3 - Linha de comando que executa o MATLAB.	66
Figura 5.4 - a) Definição das propriedades definidoras do parâmetro numérico pertencente ao módulo de deformabilidade do aço. b) Geração aleatória de variáveis dentro dos intervalos estabelecidos para cada parâmetro selecionado através da técnica de amostragem do Hipercubo Latino.	67
Figura 5.5 – Matriz dos coeficientes de correlação de Spearman.....	71
Figura 5.6 – Matriz dos coeficientes de correlação Spearman dos parâmetros selecionados para a otimização.	72
Figura 5.7 - Gráfico de Anthill da densidade do aço.....	72
Figura 5.8 - Valores da função objetivo das amostras.	74
Figura 5.9 – Matriz MAC da melhor amostra. Nas abcissas correspondem aos modos numéricos e as ordenadas aos modos experimentais.....	75

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Valores característicos das cargas verticais para os Modelos de Carga SW/0 e SW/2 ..	10
Quadro 2.2 – Acelerações limite no tabuleiro (EN1990-A2, 2005)	19
Quadro 2.3 – Valores limite de torção do tabuleiro (adaptado da EN1990-A2; 2001).....	20
Quadro 2.4 - Variação angular máxima e rádio de curvatura mínimo.	21
Quadro 2.5 - Níveis de conforto dos passageiros (adaptado da EN 1990-A2).....	22
Quadro 4.1 – Propósito de cada configuração experimental (<i>setup</i>).....	56
Quadro 5.1 – Parametrização inicial.	69
Quadro 5.2 – Configuração do algoritmo genético	73
Quadro 5.3 - Valores resultantes da otimização paramétrica através da utilização do algoritmo genético	74
Quadro 5.4 - Resultados da melhor amostra.....	75

1 INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO: SHIFT2RAIL

O programa Shift2Rail foi criado pela comissão europeia com o objetivo de atender uma série de problemas cada vez mais pertinentes tanto para a União Europeia como para o mundo, tal como aumento do tráfego, congestionamento, segurança no fornecimento de energia e alterações climáticas. Enfrentar estes desafios requer que o sector ferroviário aumente a sua parcela da demanda de transporte para os próximos anos.

A comissão europeia está a trabalhar na criação de uma área ferroviária europeia única - tradução do inglês para ‘Single European Railway Area’ (SERA) - na qual se incentiva a mudança do modo convencional de transporte predileto, o rodoviário, para outro mais sustentável, o ferroviário, de maneira a alcançar um sistema europeu de transporte mais competitivo face aos sectores ferroviários dos restantes continentes, e mais eficiente no uso dos seus recursos. No entanto, hoje em dia a quota de passageiros e de transporte de mercadorias no mercado europeu é insatisfatória. Investigação e inovação é necessária para ajudar o sector ferroviário europeu ultrapassar este problema, abordando problemas a curto prazo que drenam as operações ferroviárias, e ajudando o sector ganhar uma posição de peso no mercado global.

Para chegar a um sistema mais competitivo e eficiente no uso dos seus recursos, focado em abordar os problemas acima referidos, a Comissão em 2011 elaborou um documento chamado ‘*Transport White Paper*’ (“*Roadmap to a Single European Transport Area – Towards a competitive and resource efficient transport system*”) dentro do qual são estabelecidos um conjunto de objectivos-chave que fortalecem o papel desenvolvido pelo sector ferroviário no sistema de transporte tendo em conta as vantagens do uso dos caminhos-de-ferro em termos do seu desempenho ambiental, uso de terras, consumo de energia, e segurança. Estes são:

Para passageiros:

- Triplicar a extensão de caminhos-de-ferro de alta-velocidade até 2030, de modo que em 2050 a maioria do transporte de média distância seja realizado por ferrovias e assim o transporte ferroviário de alta-velocidade ultrapasse à quota da aviação para viagens até aos 1000 km;
- Até 2050, conectar todos os aeroportos importantes à rede ferroviária, nomeadamente a rede de alta-velocidade;
- Até 2020, estabelecer o enquadramento de trabalho para um sistema informativo multimodal de transporte, gestão e sistema de pagamento;

Para tráfego de mercadorias:

- 30% do frete rodoviário acima dos 300 km deveria migrar a outros modos de transporte tal como o ferroviário ou o transporte aquático até 2030, e para além do 50% até 2050.
- O tráfego de mercadorias deve quase duplicar - +360 mil milhões ton-km (+87%) em comparação ao ano 2005
- Implantação do ERTMS (Sistema Europeu de Gestão de Tráfego Ferroviário) na rede principal europeia até 2030.
- Até 2050, conectar todos os portos marítimos ao sistema ferroviário de tráfego de mercadorias;
- Corredores de tráfego de mercadorias como a espinha dorsal do sistema de transporte de mercadorias da UE.

Para mobilidade urbana:

- Reduzir para metade o uso de automóveis convencionalmente abastecidos em transporte urbano até 2030, eliminá-los das cidades até 2050;
- Conseguir uma logística urbana livre de CO₂ nos principais centros urbanos até 2030;
- Até 2020, estabelecer o enquadramento para um sistema europeu de informação, gestão e pagamento de transportes multimodais.

Este documento enfatiza o facto de que a criação do SERA é crucial para alcançar a mudança do modo de transporte, porque ao ser fornecido um enquadramento de regras em comum e regulamentos para os operadores em todos os países membros da UE, se reduzem os custos de operação de comboios de passageiros e de mercadorias.

A reformulação ferroviária pavimentou o caminho para várias propostas que fazem parte importante do processo de unificação do mercado europeu. Estas, adotadas pela Comissão em 2013, têm como propósito eliminar obstáculos administrativos, técnicos e regulatórios que entorpecem o sector em termos de abertura e interoperabilidade, para além de permitir grandes poupanças em despesas administrativas e de produção para os fabricantes de comboios, operadores e reguladores nacionais; também ajudando aos novos integrantes no mercado, aumentando assim a qualidade e eficiência dos serviços ferroviários.

1.1.1. DESAFIOS CHAVE NO SECTOR FERROVIÁRIO EUROPEU

O sector enfrenta uma quantidade de desafios importantes que em conjunto constituem uma barreira significativa para a consolidação do sector como meio de transporte e para o fortalecimento e manutenção da indústria manufatora europeia de ferrovias no mercado global.

Nos últimos anos em alguns países de leste e do sul europeu, a procura de passageiros e de transporte de mercadorias tem vindo a diminuir, a pesar do crescimento do mercado ferroviário em países nórdicos, ocidentais e centrais da Europa graças, nomeadamente, a um forte investimento em, por exemplo, infraestruturas de comboios de alta-velocidade, entre outras soluções inovadoras. Existe certa dificuldade em ultrapassar os sectores rodoviários e aéreos. De facto, em 2015 só o 10% do transporte de frete foi efetuado por ferrovias.

Ainda tendo isto em conta, nos últimos anos, como referido anteriormente, tem havido algum crescimento numa variedade de segmentos do sector ferroviário, o que demonstra que este pode oferecer serviços e soluções atrativas para mobilidades urbanas, regionais e de longas distâncias ao longo da Europa se forem feitos os investimentos adequados e se forem ultrapassados os desafios que impedem que as ferrovias atinjam o seu verdadeiro potencial.

É importante o suporte das ferrovias e exploração deste mercado pelo seu grande potencial enquanto a rendimento económico. Em particular, este contribuirá aos objetivos da União Europeia em termos de políticas e de uso de transportes com reduzida pegada ecológica, reduzindo assim emissões de gases provocadores de efeito de estufa, sendo isto fundamental para o desempenho geral do sistema de transporte europeu.

Para além disso, o desenvolvimento dum sistema ferroviário inovador alimenta o sustento da competitividade geral da indústria europeia de fornecimento criando novas oportunidades de negócio e gerando benefícios macroeconómicos, que se traduz num incremento do GDP, com ganhos permanentes de emprego, produtividade e exportações líquidas.

O desafio geral seria o fortalecimento do papel das ferrovias no sistema de transporte Europeu e da competitividade global da Indústria Europeia.

1.1.2 ABORDAGEM

A investigação é baseada numa visão que defende um entendimento integral dos fenómenos, permitindo a inclusão de todos os subsistemas ferroviários, os participantes e a sua complexa interação.

O trabalho derivado do enquadramento fornecido pelo S2R é estruturado em 5 programas de inovação (IP's), cobrindo todas as diferentes estruturas técnicas e processos de funções de subsistemas que compõem o sistema ferroviário. Estes são:

- IP1: Comboios económicos e confiáveis, incluindo comboios de alta capacidade e alta-velocidade.
- IP2: Sistemas Avançados de Gerenciamento e Controlo de Tráfego;
- IP3: Infraestrutura de Alta Capacidade Rentável, Sustentável e Confiável;
- IP4: Soluções de TI para Serviços Ferroviários Atraentes;
- IP5: Tecnologias para Frete Europeu Sustentável e Atraativo.

Em adição aos cinco IP's, o trabalho do S2R também é estruturado por 5 temas relevantes a cada projeto, cada um 'inter-setando' todos os IP's, assegurando a interação entre os IP's e diferentes subsistemas.

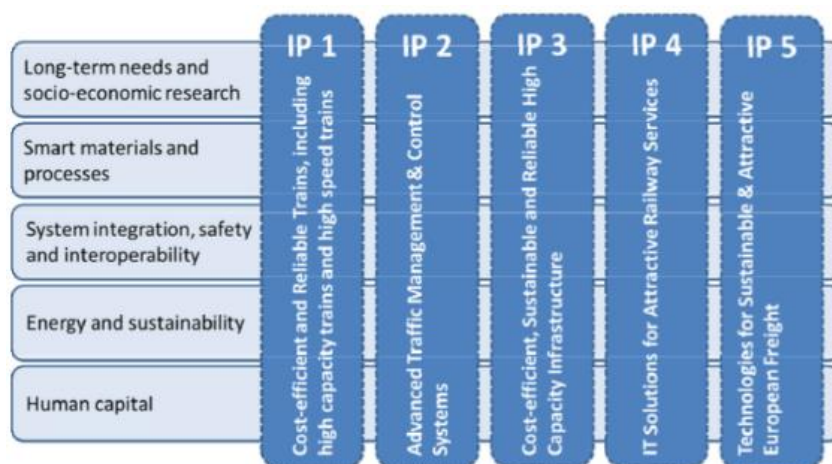


Figura 1.1 - Abordagem do sistema em relação aos programas inovadores (IP's).

1.1.3. IP3: INFRAESTRUTURA DE ALTA CAPACIDADE, ECONÔMICA E CONFIÁVEL.

Como reconhecido nos 2011 *Transport White Paper*, o frete ferroviário é um elemento chave num sistema ferroviário sustentável estabelecido. Sendo o seu desempenho confiável, eficiente e de alta-qualidade será indispensável para a contribuição de uma economia europeia mais competitiva, a nível de indústrias, negócios e sociedade ao momento de estes fazerem uso dos seus serviços. Os seus baixos custos devem fazer as ferrovias a opção mais óbvia para os clientes que procurem reduzir o seu impacto ambiental, devido a que este modo de transporte é aquele que menos pegada ecológica deixa no ambiente de todos os restantes modos. No entanto, para o frete ferroviário se converter na ligação principal intermodal este deve oferecer um serviço confiável, rápido e atrativo face a alternativa rodoviária.

1.1.3.1 Desafios do IP3

Modelação, construção, operação e manutenção das infraestruturas que devem ser seguras, confiáveis, que suportem as necessidades dos clientes, que sejam económicas e sustentáveis. É importante a migração gradual a infraestruturas de alto desempenho, eliminando assim aquelas que não cumprem com os objetivos do programa.

A infraestrutura conta com aproximadamente 1/3 dos custos operacionais ferroviários (29-34 mil milhões em 2012), sendo grande parte destes correspondentes ao trabalho intensivo de manutenção. O envelhecimento da infraestrutura existente e o esperado crescimento de demanda nos próximos anos fazem com que os custos de manutenção estimados para o futuro aumentem; pelo que S2R deve focar-se em atividades que visem a redução de custos de manutenção. Também, muitas das infraestruturas existentes, como linhas ferroviárias, estações e terminais, estão a atingir a sua capacidade máxima, já algumas não conseguindo oferecer os serviços que os usuários esperam.

As infraestruturas ferroviárias devem garantir compatibilidade entre infraestruturas estandardizadas e interoperáveis entre outros modos de transporte, tanto para passageiros como para frete, apoiando assim aos corredores ferroviários pan-Europeus e às alternativas a voos de curta e meia distância, para além de transporte de frete por meios aquáticos.

1.2. OBTENÇÃO DE UM MODELO DINÂMICO CALIBRADO

1.2.1. ETAPAS ENVOLVIDAS NA OBTENÇÃO DE UM MODELO DINÂMICO CALIBRADO EXPERIMENTALMENTE

Um caso ideal enquanto ao estudo de uma determinada estrutura, seria o caso de ter a disposição vários modelos dinâmicos correspondentes a diferentes etapas da vida útil da estrutura para assim analisar como é que o desgaste se faz sentir no comportamento dinâmico da estrutura em estudo, ao longo do tempo. A forma como o comportamento em determinada altura da vida útil da estrutura se vê refletido num modelo dinâmico vem pela realização de um ensaio dinâmico em que se submete a estrutura a certas ações que a excitam e fazem que se evidencie o comportamento dinâmico desta através do registo de deslocamentos medidos ao longo do seu desenvolvimento. O registo é conseguido graças à disposição de acelerómetros ao longo do seu desenvolvimento. O resultado deste ensaio se denomina por parâmetros experimentais.

Os resultados experimentais, em conjunto com o desenvolvimento de um modelo numérico no qual se reproduza a geometria da estrutura e se especifiquem as propriedades dos materiais próprios dos elementos estruturais, para além de uma devida representação dos elementos não estruturais, são as ferramentas necessárias para poder levar a cabo um processo de calibração experimental dos parâmetros inerentes ao modelo. A modelação requer um levantamento prévio da estrutura, de modo a que este sirva

de base para a modelação. Neste trabalho, o levantamento vem do trabalho realizado por Oliveira (2017), sendo que a ponte estudada nesse trabalho corresponde à estudada neste: a ponte da Baia.

Os valores iniciais dos parâmetros que condicionam o comportamento dinâmico estrutural devem estar minimamente próximos dos valores reais, embora não seja necessário estes estarem ‘corretos’. Nesta etapa é requerido certo grau de sensibilidade por parte do estudante, obtido durante o percurso académico.

Estes valores serão corrigidos recorrendo a uma das várias metodologias de calibração experimental, sendo a usada no desenvolvimento deste trabalho uma inspirada na teoria de evolução das espécies, inicialmente desenvolvida por Charles Darwin. A metodologia de calibração numérica é denominada por algoritmo genético; esta se baseia nos parâmetros experimentais acima referidos para calibrar os parâmetros que definem modelo numérico.

1.2.2. OBJETIVOS.

Tendo em conta o enquadramento em que este trabalho se encontra, e ao estar conscientes de que as pontes e viadutos próprios da União Europeia requerem uma renovação visando nomeadamente o aumento da sua capacidade e resiliência face a novas e extremas condições climáticas, é valioso para o desenvolvimento destes trabalhos a existência de modelos dinâmicos que permitam testar numericamente diferentes configurações de cargas pertencentes a possíveis comboios de modo verificar o comportamento esperado destas estruturas. Neste aspeto, convém salientar que o comportamento dinâmico da estrutura varia em função com o tempo devido a que as suas propriedades se vêm afetadas pelo desgaste proveniente do uso prolongado, para além de terem de suportar variações climáticas significativas, próprias das diferentes estações sentidas na Europa.

O epílogo do presente capítulo seria que o desenvolvimento de um modelo dinâmico calibrado com um método tão robusto como é o algoritmo genético tem como objetivo reproduzir o comportamento dinâmico do viaduto ferroviário da Baia o mais adequadamente possível, para assim prever numericamente os efeitos sofridos pela passagem de diferentes configurações de cargas correspondentes aos diversos tipos de locomotivas que poderiam passar pelo viaduto em questão. A vantagem está em não ter de arriscar a integridade física da ponte para testar o comportamento desta perante a passagem destas cargas.

1.3 DESCRIÇÃO DOS CONTEÚDOS DO TRABALHO

No capítulo 1 foram realizados o enquadramento e a introdução ao tema da dissertação, para além de serem definidos os objetivos e as vantagens do desenvolvimento de um modelo dinâmico calibrado.

No capítulo 2 são abordados todos os aspetos regulamentares relevantes para a verificação de segurança de pontes e viadutos ferroviários, para além de explicar os efeitos dinâmicos nas pontes e viadutos ferroviários, causantes de grande parte da resposta estrutural perante a passagem de cargas sobre as mesmas.

No capítulo 3 é caracterizada a geometria estrutural do viaduto ferroviário e as suas componentes estruturais e não estruturais. Também, é explicado como foi concebido numericamente o modelo numérico no programa de elementos finitos ANSYS.

No capítulo 4 aborda-se a metodologia escolhida para otimizar os parâmetros que caracterizam o comportamento dinâmico do modelo numérico desenvolvido no ANSYS. Explica-se detalhadamente cada fase envolvida no processo envolvido pela otimização paramétrica. Nestes está incluído o método escolhido para obter os dados experimentais, necessários para levar a cabo a otimização paramétrica.

No capítulo 5, aborda-se a dinâmica computacional existente entre vários programas envolvidos no processo de otimização paramétrica, para além da explicação de como se configura o programa OptiSLang, encarregue pela coordenação dos programas computacionais envolvidos na operação de otimização. Também, se analisarão os resultados obtidos de análises de sensibilidade realizados no OptiSLang para assim selecionar os parâmetros a otimizar. A seguir, se realizará uma otimização paramétrica usando o algoritmo genético e se analisará o resultado obtido, discutindo a compatibilidade destes com a realidade.

No capítulo 6, se fazem certas recapitulações pertinentes e se realizam as conclusões gerais face ao resultado obtido da otimização paramétrica. Também, são abordados certos desenvolvimentos futuros que potencialmente podem melhorar o modelo dinâmico desenvolvido neste trabalho.

2

EFEITOS DINÂMICOS, ASPETOS REGULAMENTARES EM VIADUTOS FERROVIÁRIOS E METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

2.1 EFEITOS DINÂMICOS

A circulação de tráfego ferroviário sobre pontes ou viadutos provoca o desencadeamento de vibrações na estrutura responsáveis pelo fenómeno que se designa por amplificação dinâmica. Este é um efeito que precisa de ser considerado de modo a quantificar a grandeza dos esforços gerados nos elementos estruturais da ponte.

A análise dos efeitos dinâmicos nas estruturas é de vital importância devido a que estes são capazes de provocar esforços significativamente superiores àqueles correspondentes a efeitos estáticos. A razão para tal em pontes ferroviárias vem da ação que o tráfego ferroviário exerce sobre esta, devido às vibrações induzidas na estrutura por parte das cargas que, dependendo da velocidade de circulação, são aplicadas mais ou menos rapidamente à ponte. Ditas vibrações se traduzem em deformações na estrutura e na via, sendo estas acompanhadas pelo veículo, fazendo com que o avanço das massas correspondentes a este não se desenvolva em linha reta, mas em linha curva. Este efeito é ainda agravado pelos impactos provocados pela existência de irregularidades na via, nomeadamente nos carris, e nas rodas dos veículos.

Sabe-se que a raiz destes efeitos surgem variações dinâmicas das cargas por eixo, adicionais às cargas estáticas, o que permite que seja possível quantificar os efeitos totais mediante a majoração dos efeitos estáticos por um coeficiente de amplificação dinâmica, como representado na seguinte expressão (Calçada, 1995):

$$S_{dyn} = (1+\varphi) \times S_{sta} \quad (2.1)$$

em que:

- S_{dyn} - efeitos totais
- $(1+\varphi)$ - coeficiente de amplificação dinâmica
- S_{sta} - efeitos estáticos

O coeficiente de amplificação dinâmica depende de diversos fatores como velocidade, distância entre eixos, características dinâmicas da ponte e do veículo, características de elasticidade da ponte e da via, defeitos das rodas dos veículos e da via, etc... (Calçada, 1995).

Tais efeitos têm sido alvo de estudos, inicialmente a raiz dos primeiros colapsos de pontes em Inglaterra, na altura da revolução industrial, na altura em que as primeiras pontes ferroviárias foram postas em funcionamento. Os primeiros estudos que tentavam explicar ditos efeitos dinâmicos, por volta do final do século XIX e inícios do século XX, foram realizados por Stokes (1874), Mellan (1893), Zimmermann (1896), Timoshenko (1922) e Inglis (1934), sendo o trabalho destes últimos dois os que deram o aporte mais importante nesta matéria. Dito trabalho baseava-se na tentativa de reproduzir os efeitos da passagem de um comboio a vapor sobre uma ponte (Rigueiro, 2007).

Posteriormente, em base aos estudos mencionados acima e também aos estudos de outros investigadores, ao longo do século XX foram sendo adotados pelas administrações ferroviárias valores para o coeficiente de amplificação dinâmica em função do vão L da ponte, mas o valor deste dependia de país a país, embora existisse uma correlação entre estes valores, como se pode apreciar na Figura 2.1.

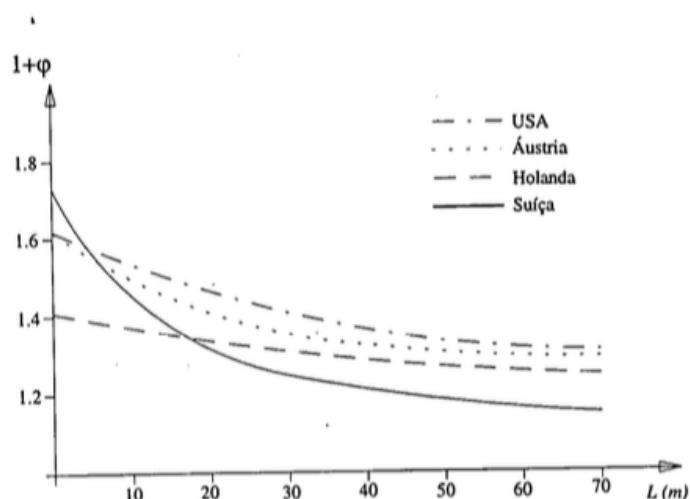


Figura 2.1 - Coeficientes de amplificação dinâmica fixados por diferentes administrações ferroviárias. Adaptado de Calçada (1995).

Nos anos 70, a UIC (International Union of Railways) e a ORE (Office for Research and Experiments of the International Union of Railways), com o objetivo da homogeneização dos coeficientes em questão, levaram a cabo investigações que deram como resultado uma expressão que permitia determinar o coeficiente de amplificação dinâmica num determinado elemento do viaduto com um erro inferior a 5% (Calçada, 1995). A expressão é a seguinte:

$$(1+\varphi) = 1 + \varphi' + \lambda \cdot \varphi'' \quad (2.2)$$

em que:

- φ' -amplificação dinâmica numa via perfeita
- φ'' -parcela representante das irregularidades da via
- λ - coeficiente que toma em conta o nível de manutenção da via

Os coeficientes φ' e φ'' , estabelecidos na ficha UIC 776-IR (1979), correspondem a situações bem caracterizadas na mencionada ficha. No caso de não haver correspondência com ditas situações, deve ser feita uma análise dinâmica específica.

2.1.1 MODELOS DE CARGA

2.1.1.1 Modelo de Carga 71

O modelo de carga 71 foi inicialmente desenvolvido pela UIC tendo em vista a harmonização do dimensionamento de viadutos e pontes. Representa o efeito estático das cargas verticais correspondente ao tráfego ferroviário normal nas linhas principais e baseia-se na envolvente dos efeitos estáticos de um conjunto de 6 comboios tipo reais, cada um destes com a sua correspondente velocidade característica (ver Figura 2.2).

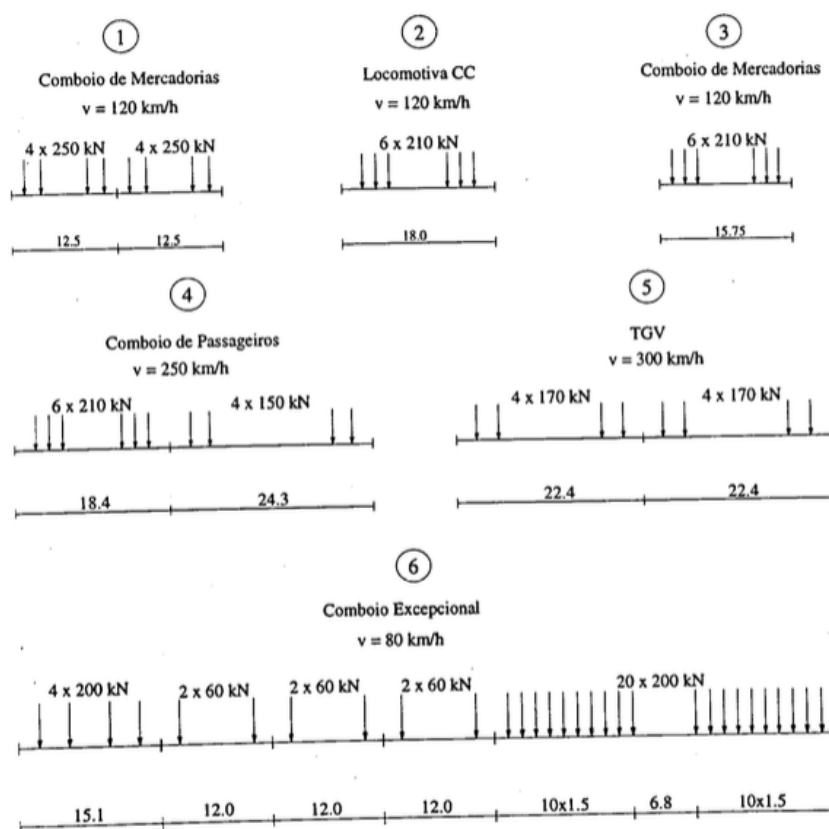


Figura 2.2 - Comboios tipo reais fixados pela UIC (Adaptado de Calçada, 1995).

O esquema decompõe-se em cargas uniformemente distribuídas e cargas concentradas. As primeiras correspondem ao valor máximo da classificação internacional das vias, desenvolvida pela UIC, com o valor de 80kN/m; as últimas simulam os efeitos dos eixos individuais ao serem estas definidas com o valor de 250kN. É também designado por Load Model 71 (LM71) e a sua configuração é a representada na Figura 2.3.

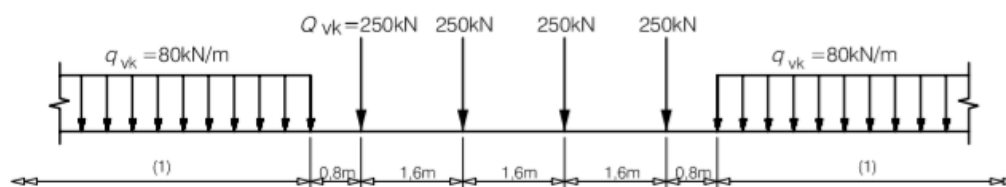


Figura 2.3 - Modelo de Carga 71 e valores característicos das cargas verticais.

Dependendo das condições em que a via em questão se encontra, seja o tráfego ferroviário mais ou menos pesado do que o normal, os valores característicos da figura 2.3 devem ser multiplicados pelo coeficiente α , passando assim as cargas a serem denominadas como “cargas verticais classificadas”. O referido coeficiente pode ter um dos seguintes valores:

0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46

Segundo o EC1-parte2 - 6.3.2 (3) - as seguintes ações indicadas devem ser multiplicadas pelo mesmo coeficiente α :

- cargas verticais equivalentes relativas a movimentos de terras e ao impulso das terras, de acordo com 6.3.6.4; – forças centrífugas, de acordo com 6.5.1; – força de lacete, de acordo com 6.5.2 (multiplicada por α apenas para $\alpha \geq 1$); – forças de arranque e de frenagem, de acordo com 6.5.3;
- resposta combinada da estrutura e da via às ações variáveis, de acordo com 6.5.4;
- ações de descarrilamento para situações de projeto acidentais, de acordo com 6.7.1(2);
- Modelo de Carga SW/0 para pontes de tramos contínuos, de acordo com 6.3.3 e 6.8.1(8).

2.1.1.2 Modelos de carga SW/0 e SW/2

O modelo de cargas SW/0, alternativo ao LM71 e tal como este, representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário normal nas linhas principais, em contraste com o modelo SW/2 que representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário pesado. A configuração do modelo de cargas é representada na Figura 2.4. No Quadro 2.1 são apresentados os valores característicos correspondentes a cada modelo de carga.

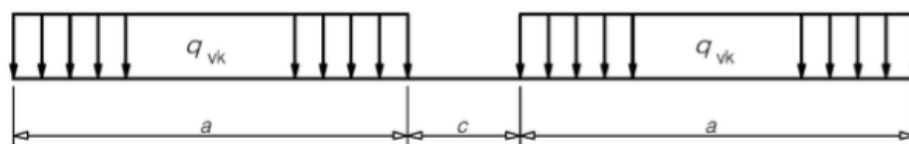


Figura 2.4 - Modelos de Carga SW/0 e SW/2

Quadro 2.1 - Valores característicos das cargas verticais para os Modelos de Carga SW/0 e SW/2

Modelo de Carga	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Segundo instruções da EN1991-2 (2017), o Modelo de Carga SW/0 deve ser multiplicado pelo coeficiente α de acordo com 6.3.2 (3).

2.1.1.3 Modelo de Carga “comboio descarregado”

Modelo de carga especial que consiste numa carga vertical uniformemente distribuída de valor característico igual a 10,0kN/m. Este serve para realizar certas verificações específicas, como por exemplo a verificação da estabilidade lateral de uma ponte quando esta se encontra solicitada pela ação do vento e do tráfego simultaneamente.

2.1.1.4 Modelo de Carga HSLM

Este modelo de cargas nasce da necessidade de uma melhor reprodução dos efeitos dinâmicos provocados pelo tráfego ferroviário, devido a que a o sucessivo aumento de velocidades de circulação em caminhos de ferro pôs em evidência a falta de eficácia da metodologia de majoração dos efeitos estáticos e a falta de adequação do coeficiente de amplificação dinâmica face à nova gama de velocidades superiores aos 200 km/h.

Este modelo de cargas foi desenvolvido por uma comissão de especialistas (D214) do ERRI (*European Rail Research Institute*) formada pela UIC com vista ao estudo do comportamento estrutural de pontes e viadutos sujeitos às ações do tráfego ferroviário (Horas, 2011).

O modelo de cargas procura reproduzir todas as possíveis ações resultantes da circulação de comboios universais, definidos estes pela comissão de especialistas, envolvendo assim todos os efeitos dinâmicos equivalentes às ações de comboios reais que circulam ou podem vir circular nas vias ferroviárias europeias, nomeadamente as de alta velocidade. Investigações realizadas deram como resultado dois modelos de carga diferentes, o HSLM-A e o HSLM-B, hoje em dia especificados na normativa EN 1991-2 (2003).

O HSLM-A é constituído por um conjunto de 10 comboios, estando o seu afastamento entre eixos (D) entre os 18 e os 27 metros (ver Figura 2.5), sendo este modelo de cargas usado universalmente em atividades relacionadas ao desenvolvimento de projetos de pontes e viadutos ferroviários com aptidão para circulação de alta velocidade.

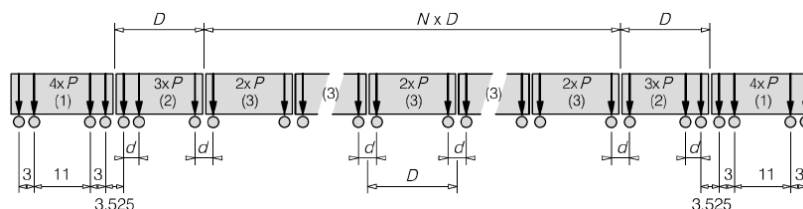


Figura 2.5 - Modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN 1991-2 (2003)).

O HSLM-B surge como alternativa para casos em que a ponte seja simplesmente apoiada de vão L inferior a 7 metros. O modelo é constituído por N cargas concentradas de 170kN afastadas entre si por uma distância d , como definido na Figura 2.6.

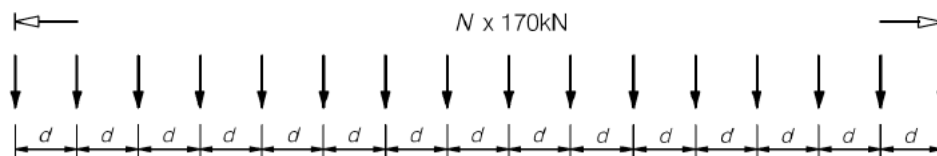


Figura 2.6 - Modelo de cargas HSLM-B (adaptado de EN 1991-2 (2003)).

Estes modelos de cargas apresentados cumprem os requisitos da Especificação Técnica Europeia de Interoperabilidade, indicados na E.1, ou seja, a verificação de segurança segundo este modelo garante a conformidade dos requisitos abordados no capítulo anterior.

2.2. ASPETOS REGULAMENTARES NA ANÁLISE DINÂMICA

O dimensionamento de pontes e/ou viadutos ferroviários depende da necessidade ou não de uma análise dinâmica. Em caso de não ser precisa uma análise dinâmica, é realizada uma análise estática. Para definir qual a análise a aplicar em cada caso, foi elaborado um estudo pela comissão D214 do ERRI cujas conclusões foram adotadas pelas normas EN1991-2 (2003) e EN1990-A2 (2005), através de um fluxograma.

A norma EN1991-2 (2017), que se encontra na sua versão para voto final CT 115, especifica que para começar deve ser feita uma análise estática com os modelos de carga LM71, sendo os modelos de carga SW/0 e SW/2 usados quando requeridos. Os resultados devem ser majorados pelo coeficiente dinâmico ϕ , o qual será desenvolvido mais à frente neste capítulo, e pelo coeficiente α , já mencionado anteriormente.

2.2.1 NECESSIDADE DE UMA ANÁLISE DINÂMICA OU UMA ANÁLISE ESTÁTICA

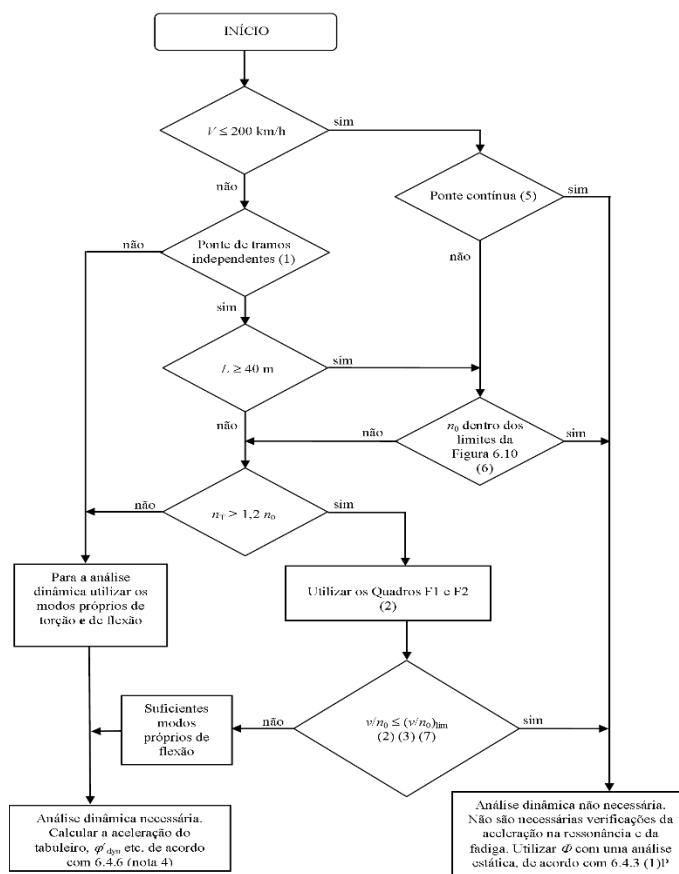


Figura 2.7- Fluxograma para a determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica da ponte (adaptado de EN1991-2 (2003)).

“NOTA 1: Válido para pontes simplesmente apoiadas cujo comportamento é o de vigas retas longitudinais ou de laje simples sobre apoios rígidos com efeitos de enviesamento desprezáveis.

NOTA 2: Para os Quadros F1 e F2 e respetivos limites de validade, ver o Anexo F.

NOTA 3: É necessária uma análise dinâmica quando a velocidade de operação frequente de um comboio real é igual à velocidade de ressonância da estrutura. Ver 6.4.6.6 e o Anexo F.

NOTA 4: ϕ'_{dyn} é a componente de impacto dinâmico para os comboios reais na estrutura considerada em 6.4.6.5(3).

NOTA 5: Válido desde que a ponte satisfaça os requisitos relativos à resistência, aos limites de deformação indicados na EN 1990, A2.4.4, e à aceleração máxima das carruagens (ou limites de deformação associados) correspondente a um nível muito bom de conforto dos passageiros, tal como indicados no Anexo A2 da EN 1990.

NOTA 6: Para pontes com uma primeira frequência própria n_0 dentro dos limites indicados na Figura 6.10 e com uma velocidade máxima local não superior a 200 km/h, não é necessária uma análise dinâmica.

NOTA 7: Para pontes com uma primeira frequência própria n_0 que excede o limite superior (1) indicado

na Figura 6.10, é necessária uma análise dinâmica. Ver também 6.4.6.1.1(7).

NOTA 8: Para uma ponte simplesmente apoiada solicitada apenas em flexão, a frequência própria poderá ser estimada pela expressão:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (2.3)$$

em que:

δ_0 flecha a meio vão devida a ações permanentes [mm], calculada com um módulo de curta duração para pontes de betão e correspondente a um período de carregamento adequado à frequência própria da ponte”. Citação de EN1991-2 (2003).

em que:

V - Velocidade máxima local [km/h];

L - Comprimento do vão [m];

n_0 - primeira frequência própria de flexão da ponte sob ações permanentes [Hz];

n_T - primeira frequência própria de torção da ponte sob ações permanentes [Hz];

v - Velocidade nominal máxima [m/s]

$(v/n_0)_{\text{lim}}$ fornecido no Anexo F da EN1991-2

Depois do estudo do fluxograma e com vista a distinguir os casos que levam a uma análise dinâmica ou a uma estática, conclui-se que só em 3 casos, de todos as possibilidades que o fluxograma oferece, é que levam a uma análise estática (Ribeiro, 2004). Estes são:

- a velocidade máxima local é menor ou igual a 200km/h, a ponte é contínua e os níveis de conforto dos passageiros são considerados muito bons, segundo os requisitos estabelecidos na EN1990-prAnnexA2.
- velocidade máxima local menor ou igual a 200km/h, ponte sem continuidade e n_0 dentro dos limites especificados no fluxograma.
- a velocidade máxima local é superior a 200km/h, a ponte de comportamento assemelhável ao de uma viga ou laje simplesmente apoiada, de vão L superior a 40 metros e n_0 dentro dos limites especificados no fluxograma.

Nestes casos, como já referido anteriormente, em que só basta a realização de uma análise estática mediante a majoração dos resultados pela multiplicação com o coeficiente Φ , e quando necessário pelo coeficiente α , também é dispensada a verificação do estado limite de aceleração do tabuleiro e a verificação da fadiga em situações de ressonância.

Enquanto ao Quadro F1 e F2 que o fluxograma indica numa das suas parcelas, são elementos pertencentes ao Anexo F da EN1991-2. Estes quadros são o resultado de um extenso estudo paramétrico realizado a pontes simplesmente apoiadas em que em função da sua massa, amortecimento e vão L foram estabelecidos limites da relação v/n_0 (Ribeiro, 2004). Valores para esta relação abaixo do limite estabelecidos indica que os efeitos dinâmicos associados a fenómenos de ressonância não são relevantes, ou seja, a análise dinâmica não é necessária. O Anexo F não se aplica ao modelo de Carga HSLM que se baseia nos comboios-tipo que satisfazem os critérios aplicáveis de interoperacionalidade.

Outro fator que pode ser determinante para a realização ou não de uma análise dinâmica é a primeira frequência própria de flexão da ponte sob ações permanentes, n_0 . Como se pode ver na Figura 2.8, existem dois limites em que o superior, representado no gráfico pela curva (1), é condicionado pela amplificação dinâmica devida às irregularidades da via. A equação da curva (1) é:

$$n_0 = 94,76 L^{-0,748} \quad (2.4)$$

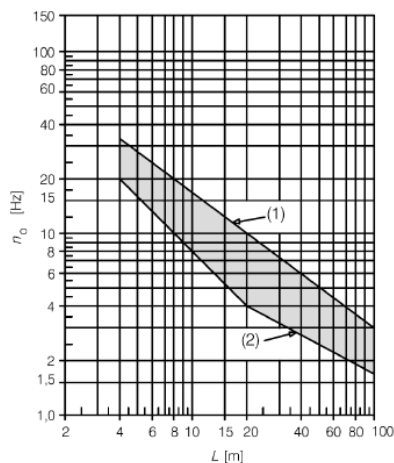


Figura 2.8 - Limites da frequência própria da ponte n_0 [Hz] em função de L [m] (adaptado de EN1991-2 (2017))

O limite inferior, representado pela curva (2) na Figura 2.8, é condicionado por critérios de impacto dinâmico. A equação da curva (2) é:

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L}, & \text{se } 4m \leq L \leq 20m \\ 23,58L^{-0,592}, & \text{se } 20m \leq L \leq 100m \end{cases} \quad (2.5)$$

2.2.2 COEFICIENTE DINÂMICO Φ (Φ_1 , Φ_2)

O coeficiente dinâmico Φ tem como propósito a majoração dos efeitos estáticos resultantes do modelo de cargas LM71 (ou SW/0 e SW/2), de maneira a criar uma envolvente dos efeitos dinâmicos que são gerados numa estrutura pela ação dos comboios reais (Calçada 1995; Ribeiro 2004). No entanto, nesta metodologia não são considerados os efeitos dinâmicos de ressonância, pelo que em caso de estes serem relevantes, deverá proceder-se a uma análise dinâmica de maneira a avaliar ditos efeitos.

Conforme o estado de manutenção da via, o coeficiente dinâmico Φ pode ser considerado igual a dois fatores dinâmicos diferentes, sendo estes Φ_2 e Φ_3 .

Em caso de uma via de manutenção muito cuidada, o coeficiente dinâmico toma o valor dado pela seguinte expressão:

$$\Phi_2 = 23,58L^{0,592} \quad (2.6)$$

Com: $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

Em caso de ser uma via de manutenção corrente, o coeficiente dinâmico toma o valor dado pela seguinte expressão:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_f - 0,2}} + 0,73 \quad (2.7)$$

Com: $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,0$

Em que L_ϕ representa o comprimento determinante do elemento estrutural em causa, definido na EN1991-2 (2017) em 6.4.5.3. No caso de não ser especificado o estado de manutenção da via deve ser adotado o coeficiente dinâmico mais conservativo, ou seja, o Φ_3 .

2.3 ESTADOS LIMITES DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

No âmbito das vibrações e os problemas que estas acarretam, existem diferentes aspetos que a normativa destaca devido à sua relevância no âmbito da verificação de segurança, portanto, ao se garantir o cumprimento dos requisitos regulamentares impostos para cada um destes, a ponte ou viaduto ferroviário pode ser considerada operacional. Estes aspetos são:

- Segurança estrutural
- Segurança da via
- Conforto dos passageiros

2.3.1 SEGURANÇA ESTRUTURAL

As vibrações induzidas aos elementos estruturais da ponte, relacionadas a fenómenos de amplificação dinâmica e de fadiga dos materiais, podem pôr em risco a segurança estrutural da ponte ou viaduto.

O fenómeno da fadiga consiste na aplicação cíclica de esforços a determinado elemento, em que as tensões de cedência do elemento não são atingidas, mas por causa da repetição do mesmo esforço, eventualmente este acabará por ceder. É um fenómeno muito importante do ponto de vista de segurança estrutural, embora não seja abordado por este trabalho devido a que será dada uma maior ênfase aos aspetos relacionados com a amplificação dinâmica.

No âmbito da amplificação dinâmica, a verificação da segurança estrutural depende da necessidade de realização de uma análise dinâmica ou não, dependendo do resultado obtido no fluxograma, já mencionado anteriormente.

2.3.1.1 Análise dinâmica requerida

De maneira a ser conservadores, no dimensionamento aos Estados Limites Últimos (ELU) se deverão considerar os resultados mais desfavoráveis dos seguintes cenários de cálculo, tomando em consideração todos os efeitos de cargas verticais de tráfego:

- Cálculo estático: Multiplicação do coeficiente dinâmico considerado como em 2.2.2 pelo Modelo de Cargas adotado, sendo este o LM71 e, se relevante, o SW/0 no caso de a ponte ser contínua (ou carga vertical de acordo com 6.3.2(3) da EN1991-2 (2017)). A expressão que fica é a seguinte (Ribeiro, 2004; Horas, 2011):

$$\Phi = (LM71 + SW/0) \quad (2.8)$$

- Cálculo dinâmico: considerando Modelos de Cargas que assegurem interoperacionalidade na rede ferroviária europeia, como o HSLM, e modelos de carga de comboios reais de alta velocidade, RT.

$$(1 + j'_{dyn} + j''/2) = \begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \quad (2.9)$$

em que j'_{dyn} é o fator de amplificação dinâmica e é obtido por:

$$j'_{dyn} = \max |y_{dyn} / y_{stat}| - 1 \quad (2.10)$$

em que y_{dyn} é a resposta dinâmica máxima e y_{stat} é a resposta estática máxima. O coeficiente $\varphi''/2$ tem em conta os defeitos da via e imperfeições dos veículos, nomeadamente as rodas dos comboios. Pode se encontrar a sua expressão no Anexo C (C.6) da EN1991-2 (2017).

2.3.1.2 Análise dinâmica dispensada

Casos em que seja escusada a análise dinâmica, o valor do fator de amplificação dinâmica usado no dimensionamento depende do estado de manutenção da via. Caso a via tenha uma manutenção cuidada o fator obtém-se pela expressão (2.11):

$$(1 + \varphi' + 0,5\varphi'') \quad (2.11)$$

e em vias com manutenção normal, pela expressão:

$$(1 + \varphi' + \varphi'') \quad (2.12)$$

Nas duas expressões anteriores, o coeficiente φ' é próprio de uma via sem irregularidades, e é obtido pela expressão (2.13):

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K - K^4} ; \text{ se } K < 0,76 \\ 1,325 ; \text{ se } K \geq 0,76 \end{cases} \quad (2.13)$$

em que, K é dado pela expressão (2.14):

$$K = \frac{n}{2L_f n_0} \quad (2.14)$$

n representa a velocidade máxima de circulação comboio na unidade [m/s]. L_f e n_0 mantêm as designações definidas anteriormente em (2.7) e (2.5), respetivamente.

Enquanto ao coeficiente φ'' , este representa aos efeitos dinâmicos resultantes das irregularidades presentes na via e nas rodas dos veículos. É obtido pela expressão:

$$j'' = \frac{\alpha}{100} \left(56e^{-\left(\frac{L_f}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_f n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_f}{20}\right)^2} \right) \quad (2.15)$$

- $\varphi'' \geq 0$
- α , coeficiente dado por:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{n}{22}, & n \leq 22 \text{ m/s} \\ 1, & n > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (2.16)$$

Deve ser dada especial atenção ao desempenho da ponte enquanto à verificação do limite superior (1) estabelecido na Figura 2.8. Se a frequência natural excede dito limite e se a ponte contiver uma sucessão de vãos simplesmente apoiados, a expressão (2.15) fica sem efeito, devendo então proceder-se à realização de análises dinâmicas específicas.

2.3.2 SEGURANÇA DA VIA

As vibrações e efeitos de amplificação dinâmica, causantes de deformações e acelerações que podem chegar a ser excessivas, podem pôr em causa a segurança de circulação sobre a ponte ou viaduto ao ser estes os principais contribuintes para a ocorrência de fenómenos de instabilidade da via e instabilidade entre o carril e a roda do veículo.

Para garantir a segurança de circulação, são definidos certos parâmetros na normativa europeia, representantes de todas as ações de tráfego, que devem ser verificados em conformidade com os requisitos regulamentares da mesma. Estes são:

- Deformação vertical máxima do tabuleiro
- Aceleração vertical máxima do tabuleiro
- Torção do tabuleiro
- Deformação horizontal do tabuleiro
- Resposta combinada da estrutura e da via a ações variáveis

2.3.2.1 Deformação vertical máxima do tabuleiro

Para qualquer ponto da via, o valor máximo do deslocamento vertical (δ_v) estabelecido pela norma EN1990-A2 (2005) para ações do modelo de cargas LM71, ou SW/0 e SW/2 quando requerido, é de $L/600$, sendo L o comprimento do vão em metros. Esta restrição surge da necessidade de controlar valores excessivos correspondentes a variações angulares θ em determinados pontos do tabuleiro, como representados na Figura 2.9.



Figura 2.9 - Definição de rotações angulares do tabuleiro nos apoios.

2.3.2.2 Aceleração vertical máxima do tabuleiro

De forma a manter controlados fenómenos de instabilização da camada de balastro, que podem provocar a perda de resistência lateral da via balastrada, e instabilizações entre a roda e o carril da via, mediante a redução de forças de contacto em vias não balastradas, é necessário regular os níveis de aceleração do tabuleiro. A normativa EN1990-A2 (2005) estabelece (Quadro 2.2).

Quadro 2.2 – Acelerações limite no tabuleiro (EN1990-A2, 2005)

Tipo de via	Valor limite regulamentar da aceleração vertical [m/s ²]
Balastrada	3,5
Não balastrada	5,0

O regulamento também chama à atenção enquanto ao intervalo de frequências próprias dos elementos que suportam a via, especificando que o limites para estes é:

- 30 Hz;
- 1,5 vezes a frequência do modo fundamental de vibração do elemento estrutural considerado;
- a frequência do terceiro modo de vibração do elemento.

2.3.2.3 Torção do tabuleiro

Usando os valores característicos dos modelos de cargas LM71, SW/0 e SW/2 devidamente multiplicados pelos coeficientes Φ e α , ou o modelo de cargas HSLM, incluindo efeitos de forças centrífugas, se deve fazer a análise de deformação do tabuleiro devido a efeitos de torção.

Num comprimento de 3,0 metros, a diferença de cotas entre dois carris – designada por t na Figura 2.10 - numa determinada secção transversal do tabuleiro, não deve exceder os limites apresentados no Quadro 2 para vias com bitola de 1435 mm.

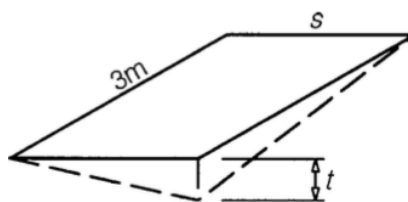


Figura 2.10- Definição da torção do tabuleiro (adaptado da EN1990-A2; 2001).

Quadro 2.3 – Valores limite de torção do tabuleiro (adaptado da EN1990-A2; 2001).

Velocidade V (km/h)	Torção máxima t (mm/3m)
$V \leq 120$	$t \leq 4,5$
$120 < V \leq 200$	$t \leq 3,0$
$V > 200$	$t \leq 1,5$

Para diferentes valores de bitola estes valores podem variar. Para cada caso deve se consultar o Anexo Nacional da EN1990.

A regulamentação também destaca que a torção total do tabuleiro, resultante da soma do t para a ponte não carregada (por exemplo como acontece nas curvas de transição), não excede o limite de 7,5mm/3m, em que t corresponde às ações do tráfego ferroviário.

2.3.2.4 Deformação horizontal do tabuleiro

Fazendo uso das combinações características de LM71 e SW/0, devidamente multiplicados pelo fator dinâmico Φ e α , também tendo em conta a ação do vento, forças centrífugas, de acordo com a normativa EN1991-2, e a variação diferencial de temperatura na direção transversal devem ser feitas verificações de forma a limitar a deformação horizontal do tabuleiro (δ_h) mediante o controlo dos seguintes parâmetros:

- variação angular;
- rádio de curvatura horizontal.

No Quadro 2.4 estão definidos os valores máximos para i) e ii) de acordo com a normativa EN1990-A2.

Quadro 2.4 - Variação angular máxima e rádio de curvatura mínimo.

Intervalo de Velocidades v (km/h)	Variação angular máxima (rad)	Raio de curvatura mínimo (m)	
		Tabuleiro único	Vários tabuleiros
$v \leq 120$	0,0035	1700	3500
$120 < v \leq 200$	0,0020	6000	9500
$v > 200$	0,0015	14000	17500

O raio de curvatura horizontal (r) dá um valor aproximado à realidade e pode ser obtido pela expressão (2.17)

$$r = \frac{L^2}{8d_i} \quad (2.17)$$

Convém destacar que o valor obtido para a deformação horizontal do tabuleiro envolve também a deformação dos pilares e das fundações (Ribeiro, 2004).

2.3.2.5 Resposta combinada da via e da estrutura a ações variáveis

A presença de carris na via implica a existência de ações longitudinais que deverão ser resistidas em conjunto pelos componentes da estrutura (tabuleiro, apoios e elementos de suporte) e da via (carris, balastro, etc.). Estas ações longitudinais se devem ao arranque e/ou frenagem dos veículos ou à restrição da livre movimentação do tabuleiro da ponte por parte dos carris. Ditas ações provocam efeitos provenientes da resposta combinada da estrutura e da via, devendo estes ser tidos em conta para o cálculo estrutural, dando especial atenção à superestrutura da ponte, aos aparelhos de apoio fixos e aos elementos de suporte, assim como à verificação dos efeitos das cargas nos carris.

A normativa EN 1991-2 estabelece um conjunto de verificações de segurança e estados limite para vias com as seguintes características: carris UIC 60 cuja classe de aço de resistência maior ou igual a 900N/mm², raio de curvatura maior ou igual a 1500 metros, com travessas pesadas de betão (ou equivalente) com um afastamento de 65 centímetros, sobre uma camada de balastro com 30 cm de espessura mínima.

Análises de estabilidade realizadas a vias com as características definidas no parágrafo anterior permitiram estabelecer valores limite tanto para as tensões nos carris UIC 60, sendo a máxima de compressão de 72N/mm² e a de tração de 91 N/mm², como para as deformações da estrutura. A normativa impõe que o δ_B [mm], provocado por efeitos de arranque e frenagem, não deve exceder os seguintes valores:

- 5 mm para carris contínuos soldados sem aparelhos de dilatação ou com um aparelho de dilatação numa extremidade;
- 30 mm para tabuleiro com aparelhos de dilatação dos carris em ambas as extremidades em casos que o balastro seja contínuo nas suas extremidades;
- valores de δ_B superiores a 30 mm são só permitidos quando o balastro possuir uma

descontinuidade tal que permita movimentos, também no caso de existirem aparelhos de dilatação dos carris.

Sendo δ_B [mm] o deslocamento longitudinal relativo entre as extremidades do tabuleiro e o encontro que lhe é adjacente, ou o deslocamento longitudinal relativo entre dois tabuleiros consecutivos.

Para ações verticais de tráfego LM71 ou SW/0, se requerido, a mesma normativa impõe para δ_H [mm] os seguintes valores limite:

- 8 mm para o comportamento em conjunto da estrutura e da via, desde que exista apenas um aparelho de dilatação por tabuleiro ou nenhum;
- 10 mm quando o comportamento combinado via-estrutura não é considerado.

Sendo δ_H o deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro na extremidade do mesmo devido à sua própria deformação.

Também, enquanto ao deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro em relação à construção adjacente (encontro ou tabuleiro), δ_v [mm], provocado pelas ações variáveis, deve respeitar os limites seguintes:

- 3 mm para velocidades máximas locais iguais ou inferiores a 160 km/h;
- 2 mm para velocidades máximas locais superiores a 160 km/h.

Para carris fixados diretamente, considerando a ação das cargas verticais de tráfego, devem ser feitas verificações ao estado limite último relativo às forças de levantamento que atuam nos apoios e nos sistemas de fixação enquanto ao desempenho destes.

Para vias com diferentes configurações às apresentadas anteriormente (sem balastro, etc.) os requisitos poderão estar definidos no Anexo Nacional da EN1991-2 ou as especificações podem ser definidas para cada projeto em particular.

2.3.3 CONFORTO DOS PASSAGEIROS

A normativa EN 1990-A2 (2005) estabelece um critério de conforto em que as acelerações verticais às quais os passageiros estão sujeitos no interior das carruagens (b'_v) estão diretamente relacionadas com o nível de conforto dos mesmos. Tomando este facto em consideração, a regulamentação implementou diferentes níveis de conforto, em que a cada um corresponde uma aceleração máxima admissível, como representado no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 - Níveis de conforto dos passageiros (adaptado da EN 1990-A2).

Nível de conforto	Aceleração vertical b'_v [m/s ²]
Muito bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

A parte do critério de conforto, a normativa menciona também o critério de deformação para verificar o conforto dos passageiros com o intuito de limitar os valores de b'_v aos indicados no primeiro critério. São impostos limites à relação L/δ , sob o eixo da via carregada, exclusivamente para o modelo de cargas

LM71 multiplicado pelo coeficiente dinâmico Φ , para pontes com um mínimo de três vãos simplesmente apoiados e para $b'_v=1,0 \text{ m/s}^2$. (ver Figura 2.11)

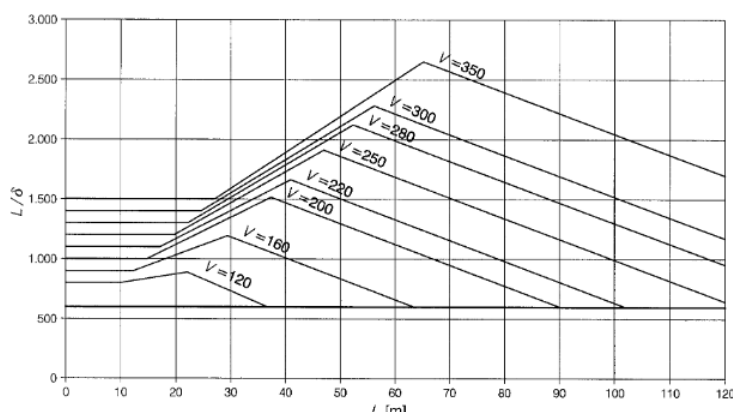


Figura 2.11 - Deformação vertical máxima permitida (δ) para pontes ferroviárias com 3 vãos sucessivos ou mais simplesmente apoiados, correspondente a um nível de aceleração vertical nas carruagens de $b_v=1\text{m/s}^2$, em função da velocidade v (km/h).

No caso de se precisar de outros níveis de conforto, basta dividir os valores limite da relação L/δ por b'_v . Se o tabuleiro é constituído por um número de vãos inferior a três, os valores limite deverão ser multiplicados por 0,7; se é constituído por três ou mais tramos com continuidade, deverá ser multiplicado por 0,9.

2.4 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

2.4.1 INTRODUÇÃO

A análise dos efeitos dinâmicos provocados na ponte pela passagem de um veículo ferroviário é realizada mediante diversas metodologias que visam estudar os efeitos que uma estrutura móvel induz sobre outra imóvel. Estas metodologias são:

- Analíticas
- Simplificadas
- Empíricas
- Numéricas

As metodologias analíticas são usadas em casos de estruturas ou problemas muito simples - por exemplo a passagem de uma carga móvel, ou uma série destas, sobre uma viga simplesmente apoiada (Fryba, 1996) - devido à grande complexidade que as suas soluções apresentam, no entanto, esta metodologia tem a mais valia de permitir a identificação dos princípios básicos que dominam a resposta dinâmica do sistema mediante equações diferenciais de movimento.

As metodologias analíticas serviram de base para a obtenção de metodologias simplificadas, usadas estas para a análise da resposta dinâmica de pontes com comportamento similar ao de uma viga simplesmente apoiada. Estas são: i) os métodos da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER); ii) Linha da Influência Residual (LIR) (Barbero, 2001; ERII D214/RP6, 2000; Ribeiro, 2004).

As metodologias empíricas consistem na análise da resposta de determinada ponte para a ação de determinados comboios, razão pela qual estas metodologias são só aplicáveis unicamente às pontes que foram alvo do estudo.

As metodologias de análise numérica, baseadas nomeadamente no método dos elementos finitos, são usadas para a análise da resposta dinâmica em problemas complexos. Fazem parte desta metodologia: i) as metodologias de cargas móveis; ii) metodologias de interação ponte-comboio.

- A primeira é a mais simples das metodologias de análise numérica, o comboio consiste num conjunto de cargas em movimento, facilmente representado e reproduzido em programas de cálculo comerciais. A sua utilização é adequada para casos em que a interação não afeta consideravelmente a resposta dinâmica da ponte, como por exemplo em problemas em que a massa dos veículos é pequena relativamente à massa da ponte (Martínez Rodrigo, 2009; Yang and Lin, 1995), ou quando em pontes de pequeno vão as velocidades de circulação estão afastadas das velocidades de ressonância (Martínez Rodrigo, 2009);
- A segunda metodologia envolve um maior grau de dificuldade devido à necessidade da utilização de um modelo para o comboio e a identificação dos seus parâmetros, não estando, portanto, esta metodologia diretamente disponível em programas comerciais de cálculo. A sua utilização é apropriada em casos que seja necessária a avaliação do conforto dos passageiros, a análise de estabilidade do contato entre a roda e o carril, a avaliação dos efeitos provocados pelas irregularidades existentes nas rodas do veículo e no carril, etc.

As análises dinâmicas do sistema ponte-comboio podem ser realizadas em dois domínios diferentes: i) frequência (Lombaert and Conte, 2011); e ii) tempo (Liu et al., 2009; Neves et al., 2012). A realização das análises dinâmicas no domínio da frequência é vantajosa do ponto de vista da eficiência computacional, em detrimento, não são devidamente considerados eventuais fenómenos não-periódicos e não linearidades estruturais, como os relativos ao comportamento do balastro, alguns tipos de aparelhos de apoio, algumas suspensões de comboios do tipo atrítico e pneumático.

No âmbito das metodologias numéricas, a resolução do problema dinâmico, numa análise que considera a interação ponte-comboio, pode ser levada a cabo mediante duas abordagens diferentes: uma considera os sistemas da ponte e do comboio acoplados (Biondi et al., 2005; Lou and Zeng, 2005); a outra considera os mesmos sistemas desacoplados (Calçada, 1995; Cruz 1994, Kwark et al., 2004; Majka and Harnett, 2008; Neves, 2008).

Em sistemas acoplados são geradas em simultâneo as matrizes dos sistemas ponte e comboio, acontecendo o mesmo, portanto, com a resolução das equações de equilíbrio dinâmico. De modo a ter em conta a variabilidade das posições dos pontos de contacto, são atualizadas e fatorizadas as matrizes do sistema a cada incremento de tempo da análise, o que explica o demorado que este processo de cálculo pode chegar a ser. A eficiência deste processo foi incrementada por Bondi et al. (2005) ao apenas alterar os termos das matrizes fatorizadas que variam com o decorrer da análise.

Em sistemas desacoplados são geradas separadamente as equações de equilíbrio dinâmico da ponte e do comboio, a compatibilização dos sistemas pode ser levada a cabo através de diferentes métodos:

- métodos iterativos;
- métodos diretos;
- algoritmos avançados de contacto. (Marques, 2006; Ribeiro et al., 2008).

Nos métodos iterativos (Calçada, 1995; Cruz, 194; Lei and Noda, 2002; Song et al., 2003; Yang and Fonder, 1996; Yang and Wu, 2001) ambos os sistemas são calculados em simultâneo ao longo do tempo,

envolvendo cada incremento de tempo um processo iterativo, tendo em vista a compatibilização dos sistemas enquanto à componente dinâmica da força de interação e do deslocamento dos nós de contacto.

Tendo em conta a exigência computacional envolvida neste processo, principalmente quando existe uma elevada quantidade de pontos de contacto, foi implementada uma técnica, por Yang e Fonder (1996), que visa aumentar a rapidez do processo de convergência e reduzir o número total de iterações ao corrigir os valores correspondentes aos deslocamentos obtidos para cada iteração, ou para cada duas, mediante coeficientes de relaxação.

O método direto, consistindo num algoritmo que processa análises dinâmicas e que considera a interação ponte-comboio – desenvolvido por Neves (2008) e Neves et al. (2012) - consegue compatibilizar as equações de equilíbrio dinâmico sem recorrer a iterações. São estabelecidas equações de compatibilidade entre os pontos do veículo e os da estrutura, atuantes na interação, para cada instante de tempo. O grupo de equações de equilíbrio dinâmico e de compatibilidade de deslocamentos são as que compõem o sistema único de equações, designado por sistema misto de equações, em que as suas incógnitas são: (i) deslocamentos; e (ii) forças de interação.

De modo a resolver direta e eficientemente o sistema misto de equações são consideradas diversas sub-matrizes com características específicas. Também convém destacar que a eficiência deste método vem nomeadamente da alteração dos termos do sistema misto de equações em que as forças de interação estão implicadas, para cada instante de tempo, ficando os restantes termos inalterados (Neves, 2008).

Os algoritmos avançados de contacto, também utilizados para a realização de análises de interação ponte-comboio, disponíveis em abundantes programas comerciais, baseiam-se em relações geométricas existentes entre as superfícies dos corpos que se encontram em contacto –a roda e o carril- e que impossibilitam as sobreposições entre os domínios de ambos os corpos, o que resulta na origem de forças normais e tangenciais na área de contacto (Alves Ribeiro, 2012; Marques, 2006; Ribeiro et al., 2008). As equações de equilíbrio dinâmico são, no geral, resolvidas através de métodos de integração direta, enquanto certos investigadores como Nielsen e Abrahamsson (1992), Lou e Zeng (2005) e Liu et al., (2009) recorrem ao método da sobreposição modal para o cálculo dinâmico da ponte (ou da via), devido à sua aptidão face a problemas de grandes dimensões.

Este método envolve um elevado tempo computacional, sendo esta a sua principal desvantagem. De modo a contrariar a desvantagem mencionada, certos investigadores, visando a redução da dimensão do problema dinâmico, recorreram a técnicas de condensação dos graus de liberdade do comboio (Yang and Lin, 1995), tendo-se evidenciado estas adequadas para o cálculo da resposta das estruturas, mas pouco precisas no cálculo da resposta dos veículos. Em alternativa ao método da sobreposição modal, está o método da sobreposição de vetores de Ritz que considera só as configurações deformadas mais influentes na resposta, excluindo as restantes, tendo assim em conta a distribuição espacial da solicitação no cálculo dinâmico, reduzindo a dimensão do problema e obtendo resultados mais precisos.

Enquanto a análises dinâmicas aplicáveis a modelos estruturais, nomeadamente aos desenvolvidos no programa de elementos finitos ANSYS, podem ser realizadas com recurso a uma aplicação computacional desenvolvida por Ribeiro (2012), sendo a aplicação desenvolvida no programa MATLAB (2011) e baseada numa metodologia iterativa que resolve o problema de interação dinâmica do sistema ponte-comboio. A resolução das equações de equilíbrio dinâmico, realizada no programa MATLAB, é efetuada recorrendo a dois métodos diferentes consoante o subsistema considerado:

- O método da sobreposição modal para o subsistema da ponte;
- O método de integração direta pelo método de Newmark para o subsistema do comboio.

2.4.2 MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL

A resolução da equação diferencial (2.18) é imperativa para a resolução de um sistema dinâmico, sendo M é a matriz de massa, C a matriz de amortecimento, K a matriz de rigidez, F o vetor das forças e u o vetor de deslocamentos nodais.

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = F(t) \quad (2.18)$$

Deste modo, consegue-se obter o conjunto de equações de equilíbrio desligadas, em que a única incógnita delas é a coordenada modal (y_i), permitindo esta a obtenção da deformada u mediante a sua combinação com o vetor correspondente ao modo de vibração i (φ_i). A expressão que define o vetor de deslocamentos modais u é a representada a continuação:

$$u = \sum_{i=1}^N \varphi_i y_i \quad (2.19)$$

em que $i \in [0; n]$ e n é o número total de modos de vibração.

A existência de condições de ortogonalidade dos respetivos modos em relação às matrizes de massa e de rigidez permite o desacoplamento das equações diferenciais relacionadas a cada um dos modos de vibração, gerando assim um sistema de equações linearmente independentes. Resolvendo separadamente cada uma destas equações, se pode determinar a resposta dinâmica, sendo realizada posteriormente a combinação e sobreposição dos efeitos de modo a obter a resposta dinâmica total.

Cada modo é definido por um vetor φ que descreve a forma de uma deformada u , sendo que $u = \varphi \sin(\omega t)$. Em casos de vibração livre (sem amortecimento) a equação de equilíbrio dinâmico é como representa a seguinte expressão:

$$-M\omega^2 \varphi \sin(\omega t) + K \varphi \sin(\omega t) = 0 \quad (2.20)$$

Sendo esta equação válida para qualquer instante, implica que

$$(K - M\omega^2) \varphi = 0 \quad (2.21)$$

O sistema terá várias soluções, para além das triviais (nulas), existem outras não nulas se o seu determinante for nulo (sistema indeterminado):

$$\det(K - \omega^2 M) = 0 \quad (2.22)$$

Deste modo obtemos um problema de valores e vetores próprios, sendo os valores próprios os ω^2 . Existem no problema da equação N soluções ω_n^2 , em que a cada ω_n está associado um vetor φ_n . Convém destacar que os modos de vibração são ortogonais entre si, estabelecendo assim um espaço vetorial modal.

As equações de equilíbrio desligadas são obtidas seguindo o passo-por-passo apresentada na lista a continuação:

- Retomar a equação (2.18) e substituir u , considerando a primeira e segunda derivada de (2.19), fica:

$$M \left(\sum_{i=1}^N \varphi_i \ddot{y}_i \right) + C \left(\sum_{i=1}^N \varphi_i \dot{y}_i \right) + K \left(\sum_{i=1}^N \varphi_i y_i \right) = F(t) \quad (2.23)$$

- Multiplicar à esquerda por φ_n^T , ficando:

$$\varphi_n^T M \left(\sum_{i=1}^N \varphi_i \ddot{y}_i \right) + \varphi_n^T C \left(\sum_{i=1}^N \varphi_i \dot{y}_i \right) + \varphi_n^T K \left(\sum_{i=1}^N \varphi_i y_i \right) = \varphi_n^T F(t) \quad (2.24)$$

- Resolver os somatórios tendo em atenção as condições de ortogonalidade – ou seja, quando $i=n$ o resultado não é nulo - se obtém:

$$\varphi_n^T M \left(\sum_{i=1}^N \varphi_i \ddot{y}_i \right) = \varphi_n^T M \varphi_1 \ddot{y}_1 + \dots + \varphi_n^T M \varphi_n \ddot{y}_n + \dots + \varphi_n^T M \varphi_N \ddot{y}_N \quad (2.25)$$

$$\varphi_n^T C \left(\sum_{i=1}^N \varphi_i \dot{y}_i \right) = \varphi_n^T C \varphi_1 \dot{y}_1 + \dots + \varphi_n^T C \varphi_n \dot{y}_n + \dots + \varphi_n^T C \varphi_N \dot{y}_N \quad (2.26)$$

$$j_n^T K \left(\sum_{i=1}^N j_i y_i \right) = j_n^T K j_1 y_1 + \dots + j_n^T K j_n y_n + \dots + j_n^T K j_N y_N \quad (2.27)$$

- Atendendo ao realizado anteriormente, a equação de equilíbrio desligada fica escrita:

$$\varphi_n^T M \varphi_n \ddot{y}_n + \varphi_n^T C \varphi_n \dot{y}_n + \varphi_n^T K \varphi_n y_n = \varphi_n^T F(t) \quad (2.28)$$

em que $\varphi_n^T M \varphi_n \ddot{y}_n$ é a massa generalizada para o modo n , $\varphi_n^T C \varphi_n \dot{y}_n$ é o amortecimento generalizado para o modo n , $j_n^T K j_n y$ é a rigidez generalizada para o modo n e $j_n^T F(t)$ é a força generalizada para o modo n . Sabendo que $X_n = \varphi_n^T X \varphi_n \ddot{y}_n$ e que X representa a matriz de M , C , K e do vetor F , a expressão fica:

$$M_n \cdot \ddot{y}_n + C_n \cdot \dot{y}_n + K_n \cdot y_n = F_n(t) \quad (2.29)$$

Tendo em consideração o fator de amortecimento ξ , a equação pode ficar definida pela seguinte expressão:

$$\ddot{y}_n + 2\xi_n w_n \cdot \dot{y}_n + w_n^2 \cdot y_n = f_n(t) \quad (2.30)$$

2.4.3 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DIRETA PELO MÉTODO NEWMARK

O método de Newmark é um método implícito de integração direta das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico, em que a partir do conhecimento dos deslocamentos, velocidades e acelerações para o instante t , se determinam para o instante $t+\Delta t$ as mesmas variáveis em questão. Nos métodos de integração direta a análise implica a introdução de um Δt adequado que permita a inclusão de não-linearidades, embora a resolução do sistema de equações exija um grande esforço computacional.

Este método admite uma hipótese de variação linear das acelerações, sendo esta controlada pelos parâmetros γ e β , sendo estes os responsáveis pela precisão e estabilidade do processo de integração. Após a integração, as seguintes expressões correspondem respetivamente às velocidades e deslocamentos:

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \left[(1-\gamma)\ddot{u}_t + \gamma\ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad (2.31)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \dot{u}_t \Delta t + \left[(0.5-\beta)\ddot{u}_t + \beta\ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (2.32)$$

Para garantir a eficácia dos métodos de integração direta, Hughes (1987) refere que o método tem de ser incondicionalmente estável quando aplicado a problemas lineares, para além de necessitar de precisão de segunda ordem. Tendo estes aspetos em conta, para valores de $\gamma \geq 1/2$ o método é estável e para

$\beta=(\gamma+1/2)^2/4$ se atinge a eficiência máxima enquanto a dissipação algorítmica. Enquanto à precisão de segunda ordem do método, este só é preciso quando $\gamma=1/2$, ou seja, para $\beta=1/4$.

De modo a representar devidamente os primeiros modos de vibração, que são aqueles que geralmente mais influenciam a resposta, é fixado o valor do incremento de tempo, Δt , de acordo com o ERRI D214/RP9. Este indica que Δt deve ser o menor de 2 valores, cada um correspondente a um critério diferente a ter em conta:

$$\Delta t = \left\{ \frac{1}{8f_{máx}}; \frac{L}{4nv_{máx}} \right\} \quad (2.33)$$

em que $f_{máx}$ é a frequência de vibração mais alta que se a considerar na resposta, L é o comprimento do vão em questão, n é o número de modos de vibração incluídos na resposta e $v_{máx}$ é a máxima velocidade do comboio.

O primeiro critério (de direita a esquerda) representado na expressão (2.33) visa garantir que um ciclo do movimento sinusoidal de maior frequência seja representado pelo menos em 8 pontos; o segundo critério garante que o valor de Δt adotado represente com precisão suficiente a excitação, o tempo de atuação de uma carga que se desloca a uma velocidade $v_{máx}$ sobre a estrutura de vão L é dado por $L/v_{máx}$ e é discretizado em $4n$ intervalos.

Ribeiro (2004) realizou análises comparativas das respostas de uma ponte para diferentes intervalos de tempo o que o levou a concluir que a melhor descrição do campo das acelerações se dá para um valor de Δt igual a:

$$\Delta t = \frac{1}{20f_{máx}} \quad (2.34)$$

Resolvendo a equação (2.32) em ordem a $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e substituindo estes valores em (2.31) se obtêm os vetores $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e $\dot{u}(t + \Delta t)$ em função de $u(t + \Delta t)$ e de valores no instante anterior e já conhecidos. Impondo o equilíbrio no instante $(t + \Delta t)$ e substituindo $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e $\dot{u}(t + \Delta t)$ no sistema de equações de equilíbrio dinâmico (2.18) se pode resolver a mesma em função de $u(t + \Delta t)$.

3

DESCRIÇÃO E MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE FERROVIÁRIA DA BAIA

3.1 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DA LINHA FERROVIÁRIA DA LINHA DO TÂMEGA

A ponte ferroviária da Baia pertence à Linha do Tâmega, localizada no Norte de Portugal. Esta, caracterizada pela sua bitola estreita ou métrica (1000 mm), estabelecia a ligação entre a estação da Livração e a estação de Arco de Baulhe. A Linha do Tâmega contava com uma extensão de 51,73 km, o primeiro tramo entre a Livração e Amarante inaugurado em março de 1909, e eventualmente chegou a contar com a totalidade de 8 pontes, sendo algumas destas metálicas e outras em alvenaria de pedra. Hoje em dia a Linha não se encontra em funcionamento, o último troço foi posto fora de serviço por indicação da REFER por motivos de realização de obras de beneficiação.

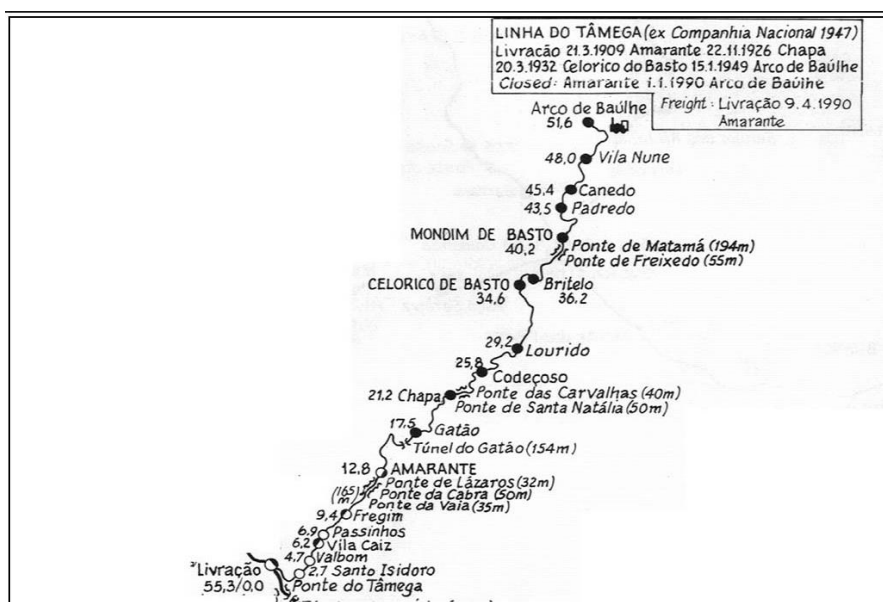


Figura 3.1 - Linha do Tâmega, ano 1947 (adaptado Google Images, 2018).

A ponte metálica da Baia, também inaugurada no ano 1909 e encerrada no ano 2008 por causa das já referidas obras, ainda se mantém inoperacional devido a que estas ainda não foram levadas a cabo, embora no ano 2006 a REFER tenha realizado obras de conservação (ver Figura 3.2).



Figura 3.2 - Prova da realização da última intervenção à que foi sujeita a Ponte da Baia.

3.1.1 LOCALIZAÇÃO

A ponte ferroviária da Baia encontra-se localizada ao km +10,5 da Linha do Tâmega na freguesia do Fregim, no concelho de Amarante.

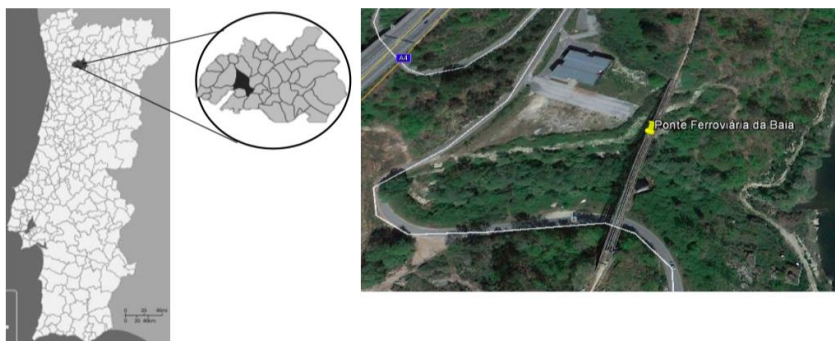


Figura 3.3 - Localização geográfica da Ponte da Baia



Figura 3.4 - Ponte da Baia em exploração

3.1.2 LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO

O levantamento geométrico realizado à ponte é o resultado de atividades realizadas no âmbito do protocolo I&D estabelecido entre a Câmara Municipal de Amarante (CMA) e o Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) com o intuito da avaliação do estado de integridade estrutural de duas pontes da Linha Ferroviária do Tâmega (Oliveira, 2017).

De modo a obter as informações relevantes relativas aos elementos constituintes da ponte e à sua caracterização geométrica, foi necessário recorrer a um levantamento geométrico da ponte por parte de agentes representantes do ISEP em colaboração com entidades externas, devido à impossibilidade de obtenção de documentos originais de projeto e de reabilitação realizada que permitem a recolha de dita informação.

O equipamento utilizado para a caracterização geométrica consistiu em equipamento topográfico com tecnologia laser- o taqueómetro- para o levantamento geral da ponte. Para a medição das dimensões das secções dos elementos estruturais, chapas e ligações, foi usado fita métrica (Oliveira, 2017).

A caracterização mecânica dos parâmetros dos materiais foi definida com base em pesquisas bibliográficas de estruturas semelhantes.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DA PONTE BAIA

A ponte de Baia com um desenvolvimento total de 130,047m, é constituída por duas vigas treliçadas que se encontram travadas inferior e superiormente, apoiadas em dois pilares e dois encontros. Os pilares, construídos em alvenaria de pedra, erguem-se desde a fundação até a parte inferior da obra de arte, fazendo com que a ponte conte com três vãos, dois de extremidade com um comprimento de 40 m e um central com 50 m de comprimento aproximadamente.

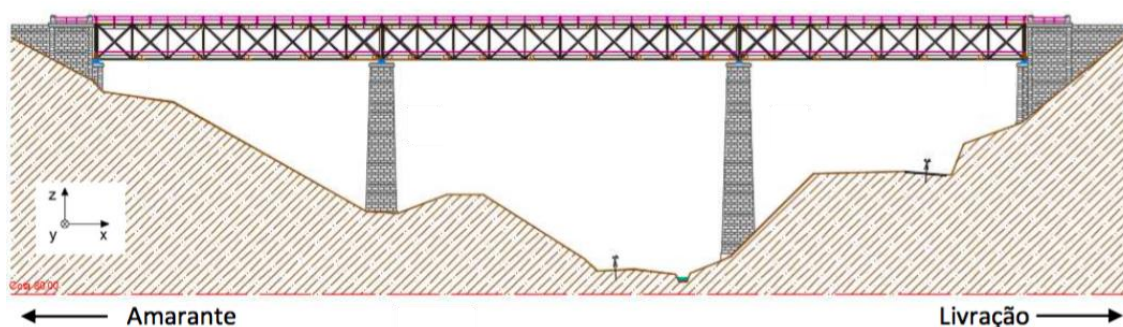


Figura 3.5 - Alçado da Ponte da Baia

3.2.1 ELEMENTO ESTRUTURAIS

A construção metálica da ponte é composta por uma série de elementos estruturais tais como as longarinas, carlingas, montantes, diagonais, cordas e contraventamentos que em conjunto com os elementos não estruturais, aparelhos de apoio, pilares e encontros constituem a totalidade da obra de arte.

A continuação são apresentadas as descrições de cada um destes elementos junto com as suas correspondentes secções transversais parcialmente caracterizadas, as dos elementos estruturais do tabuleiro, no geral, compostas por perfis do tipo cantoneira e chapas de fixação rebitada.



Figura 3.6 - Elementos estruturais da parte superior do tabuleiro, em que (1) longarinas, (2) carlingas, (3) corda da viga treliçada e (4) contraventamentos.

3.2.1.1 Longarinas

A longarina é composta por dois tipos de perfis diferentes. A alma da mesma consiste num perfil tipo “I” com uma altura de 580 mm e 10 mm de espessura. Os banzos são constituídos pela afixação de duas cantoneiras, mediante rebites, ao perfil tipo “I”. O perfil do tipo “L” mencionado tem dimensões 90x90 (mm), também com 10 mm de espessura. O comprimento longitudinal de cada longarina é de 5 m e a sua configuração geométrica transversal é como representada na Figura 3.7.

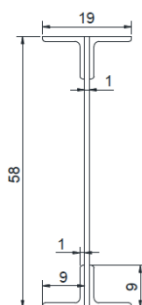


Figura 3.7 - Secção transversal e dimensões gerais em centímetros das longarinas.

3.2.1.2 Carlingas

A configuração geométrica das carlingas é idêntica à das longarinas, diferenciando-se as primeiras das segundas em dois aspetos principais. O primeiro aspeto consiste nas chapas adicionais rebitadas aos banzos inferiores e superiores, de 10 mm de espessura e 200mm de largura, de modo a conferir ao elemento uma maior resistência geral; o segundo aspeto consiste nas dimensões das duas cantoneiras fixadas no banzo inferior e a altura e do perfil tipo “I”. As dimensões das cantoneiras são de 80x80 (mm), a altura do perfil tipo “I” é de 600 mm, tendo ambos os perfis uma espessura de 10 mm. A ponte dispõe de 27 carlingas no total, cada uma destas com um comprimento de 3,5 m, a configuração geométrica da secção transversal é apresentada na Figura 3.8.

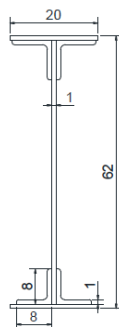


Figura 3.8 - Secção transversal e dimensões gerais em centímetros das carlingas.

3.2.1.3 Vigas treliça – montantes.

As vigas treliçadas recebem as cargas transmitidas pelas carlingas nos nós das cordas superiores nos alinhamentos dos montantes, possuindo estes cinco secções transversais diferentes conforme a sua localização na ponte. Cada montante tem uma altura total de 4,98m.

Os montantes localizados nos encontros da ponte contam com duas secções distintas em função do seu desenvolvimento, tendo estes nos seus extremos uma secção transversal diferente à existente entre estas duas. Os extremos têm um desenvolvimento de 1,25 m a partir dos alinhamentos nos nós das cordas superiores e inferiores. A sua secção transversal consiste numa alma constituída por 3 chapas de 10 mm de espessura e de 410 mm de comprimento na direcção longitudinal da ponte, e por duas chapas cujo comprimento é de 180 mm na direcção perpendicular à alma, ligadas a esta mediante cantoneiras de dimensões 80x80 mm com 10 mm de espessura. Estas chapas, perpendiculares à alma, também têm afixadas nos seus extremos duas cantoneiras de dimensões 60x60 mm com 5 mm de espessura.

Na zona central a secção transversal é igual à descrita no parágrafo anterior, com a diferença de que os comprimentos das duas chapas dispostas na direcção transversal à ponte têm um comprimento de 170 mm. Na Figura 3.9 se encontram representadas ambas as secções descritas.

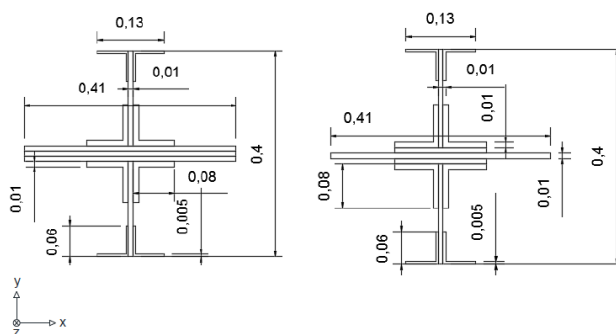


Figura 3.9 - Secções transversais dos montantes nos encontros, com dimensões em centímetros, sendo a secção da esquerda corresponde às secções de extremidade e a de direita à secção central.

Os montantes localizados na parte apoiada da ponte sobre os pilares em alvenaria de pedra, tal como os montantes nos encontros, possuem duas secções transversais diferentes dependendo da altura, também encontrando-se a transição entre ambas as secções a 1,25 m das extremidades do montante. As secções próprias das extremidades contam com uma alma, constituída por 3 chapas de 10 mm de espessura e 600 mm de comprimento na direcção longitudinal da ponte, e duas chapas alinhadas na direcção transversal da ponte com um comprimento de 190 mm e 10 mm de espessura, ligadas à alma por duas cantoneiras de dimensões 80x80 (mm) e 10 mm de espessura cujas. Cada extremidade correspondente

às chapas perpendiculares à alma dispõe de 2 cantoneiras, de dimensões 60x60 (mm) e 7 mm de espessura, ligadas à esta por rebites. A Figura 3.10 representa a secções transversais em questão.

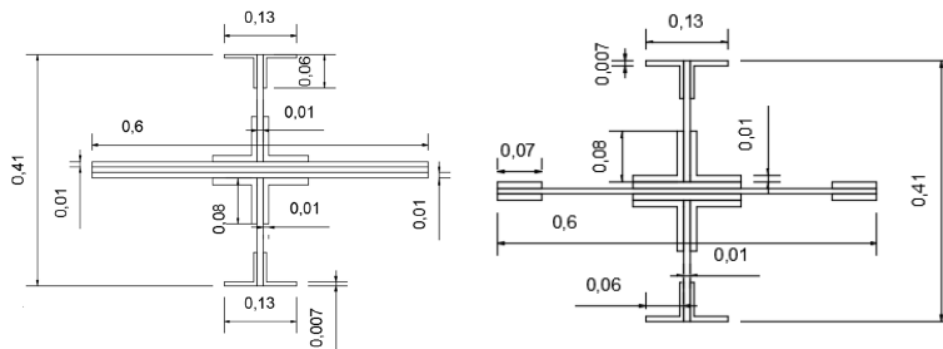


Figura 3.10 - Secções transversais e dimensões gerais em centímetros dos montantes sobre os apoios da ponte.

Os montantes intermédios são formados por duas cantoneiras 60x60 (mm) com 8 mm de espessura, dispostas nas extremidades da secção transversal e ligadas aos 8 *treli* que preenchem a alma, tendo cada *treli* 60 mm de largura e 10 mm de espessura. A configuração geométrica da secção transversal e uma fotografia deste montante estão representados na Figura 3.11.

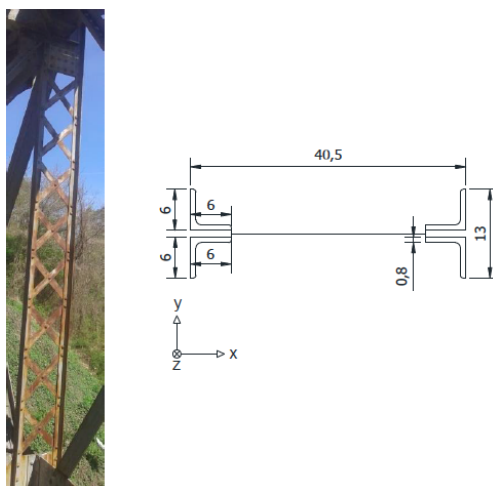


Figura 3.11 - Fotografia do montante intermédio e representação da secção transversal do mesmo com dimensões em centímetros.

3.2.1.4 Vigas treliça - cordas superiores e inferiores.

As cordas superiores e inferiores das vigas-treliça têm uma secção transversal em forma de “T”, sendo o banzo formado por duas cantoneiras 70x70 (mm) com 10 mm de espessura e uma chapa de 350 mm de largura ligadas aos perfis do tipo “L”. A alma consiste numa chapa de 10 mm de espessura e 620 mm de comprimento para as cordas superiores, para as inferiores a altura é de 550 mm, como representado na Figura 3.12.

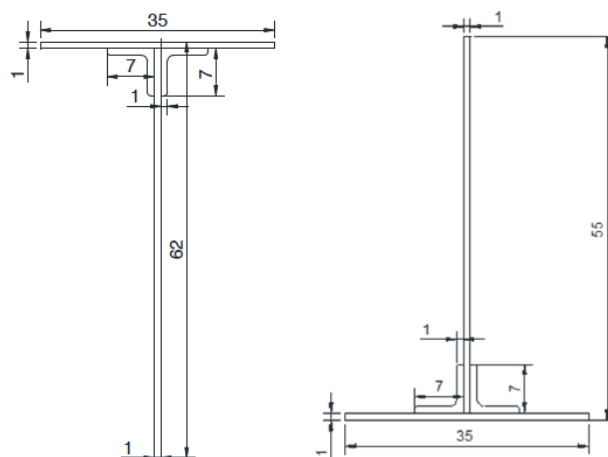


Figura 3.12 - Secção transversal das cordas superiores e inferiores. A esquerda corresponde às cordas superiores, a direita às inferiores.

Na zona que se encontra sobre os apoios dos pilares, as cordas inferiores estão reforçadas por 3 chapas de 10 mm de espessura e um desenvolvimento de 10 m, de modo a que estas contribuam na absorção dos esforços próprios destas zonas. As cordas superiores contam com um reforço de só uma chapa de iguais dimensões às das cordas inferiores.



Figura 3.13 - Reforços das cordas inferiores na zona dos apoios sobre os pilares.

3.2.1.5 Contraventamentos das vigas treliça- travessas e diagonais.

A ponte na zona dos apoios – especificamente nos encontros e pilares - conta com travessas, constituídas por duas cantoneiras 70x70 (mm) e 10 mm de espessura, ligadas através de uma chapa de 10 mm de espessura e uma altura de 300 mm (ver Figura 3.14). Nas aspas intermédias a ponte conta com travessas cuja secção transversal consiste em duas cantoneiras de dimensões 70x70 (mm) e 10 mm de espessura, sendo a configuração geométrica desta em forma de “T” (ver Figura 3.14), tendo cada uma das travessas o comprimento correspondente à largura da ponte, 3,5 m.

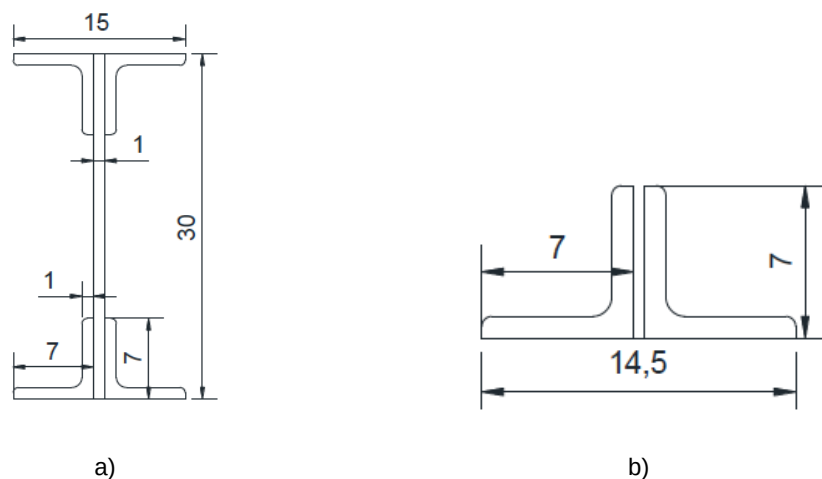


Figura 3.14 – Travessas a) nos apoios; e b) nas aspas intermédias.

As cordas superiores e inferiores das vigas treliça dispõem de diagonais de contraventamento horizontal constituídas por perfis simples tipo “L” cuja ligação à ponte é feita mediante chapas gousset. Convém destacar que uma das diagonais é contínua, a outra é interrompida como representado na Figura 3.15.



Figura 3.15 - Ligação gousset da diagonal de contraventamento das vigas treliça.

3.2.1.6 Vigas treliça - ligações nos nós.

As ligações nos nós são efetuadas mediante o uso de chapas gousset, tendo estas diferentes formas conforme o tipo de ligação em causa. A ligação entre os montantes e as cordas superiores é realizada mediante uma chapa gousset vertical de forma trapezoidal, onde os primeiros estão ligados às almas dos segundos. A ligação entre as carlingas e as cordas superiores realiza-se mediante uma chapa gousset retangular fixada ao banzo inferior da carlinga através de perfis tipo “L”. Ambas as ligações estão representadas na Figura 3.16.

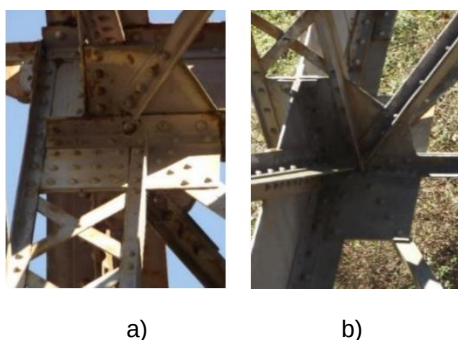


Figura 3.16 - Ligações nos nós das vigas treliça, sendo a) um nó superior, e b) um nó inferior.

A ligação entre as diagonais e as vigas treliça é realizada mediante o uso de chapas gousset verticais, já referidas acima, tal como ligações horizontais gousset de chapa retangular na cota inferior e de chapa trapezoidal na cota superior, de modo ao conjunto ficar solidarizado.

3.2.1.7 Vigas treliça – diagonais.

As diagonais das vigas treliça, presentes em todo o desenvolvimento da ponte, têm atribuídas diversas secções transversais conforme a sua localização, sendo esta atribuição feita simetricamente em relação ao meio do desenvolvimento da ponte. Para estas diagonais existem duas configurações, gerais, em perfis diferentes: uma consiste na ligação de duas cantoneiras a uma chapa central, resultando a secção transversal de cada diagonal em forma de “T”; na outra, a ligação entre cantoneiras é realizada sem recurso à chapa central. Na Figura 3.17 estão representados ambas as configurações descritas.



Figura 3.17 - Diagonais de contraventamento lateral.

3.2.1.8 Localização e identificação dos elementos estruturais na obra de arte.

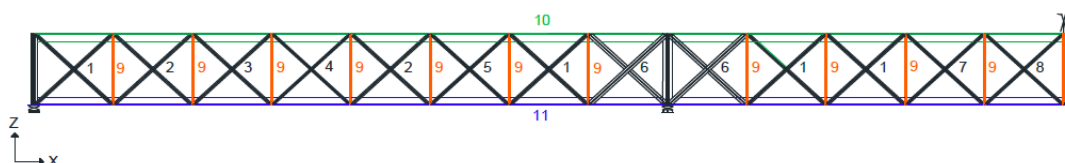


Figura 3.18 - Alçado da Ponte da Baía: identificação de elementos estruturais mediante numeração.

Tendo em conta a enumeração dos elementos estruturais que a Figura 3.18 apresenta, a seguir se procederá à identificação de cada um destes:

- (1), (5), (6), (7) são elementos cuja secção transversal tem uma configuração em “T”, como descrito em 3.2.1.7. As secções transversais correspondentes a cada um destes se encontram na Figura 3.19.
- (2), (3), (4), (8) são elementos em que a ligação entre cantoneiras é realizada sem recurso à chapa central, como também foi descrito em 3.2.1.7. As suas respectivas secções transversais se encontram representadas na Figura 3.19.
- O elemento (9) são os montantes, a sua secção transversal está representada em 3.2.1.3, na Figura 3.11.
- Os elementos (10) e (11) representam as cordas superiores e inferiores, respetivamente. A suas secções transversais se encontram representadas em 3.2.1.4.

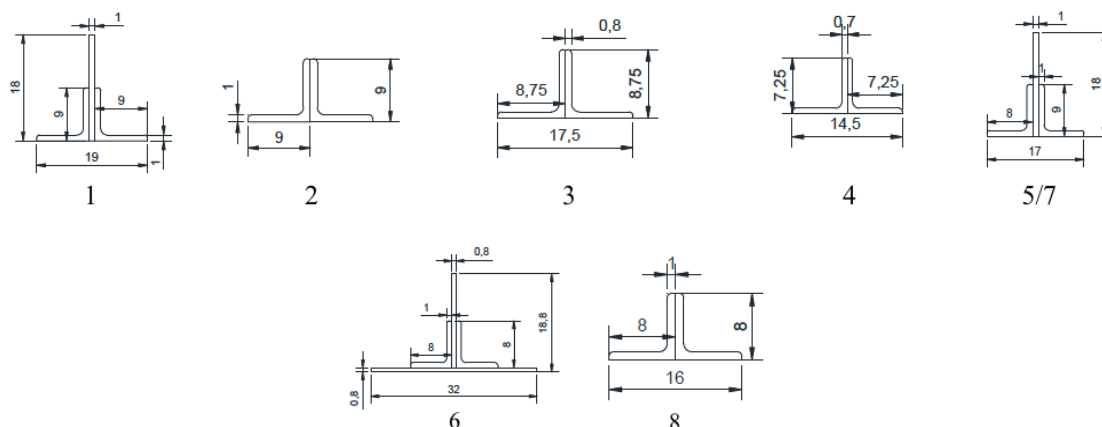


Figura 3.19 - Secções transversais das diagonais das vigas treliça com dimensões em centímetros.

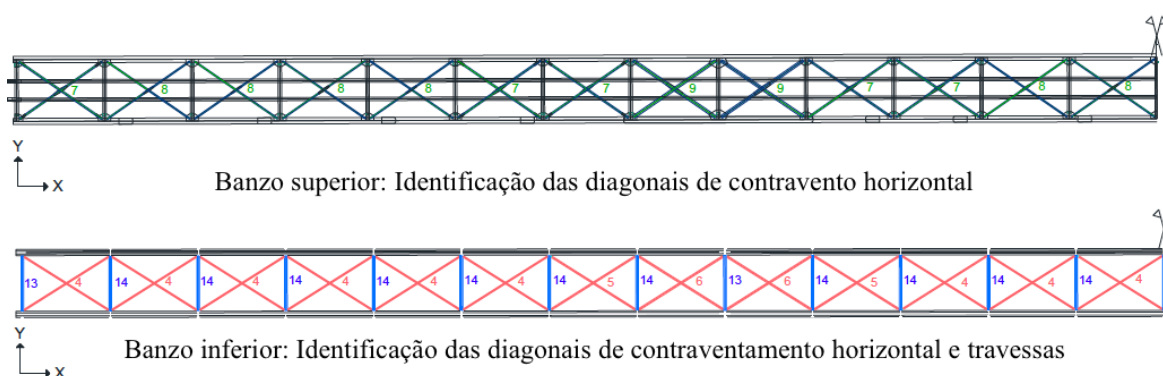


Figura 3.20 - Enumeração dos elementos pertencentes aos banzos da ponte.

Aproveitando a enumeração que a Figura 3.20 fornece, a seguir se procede à identificação de cada elemento enumerado:

- (13) e (14) correspondem às travessas mencionadas em 3.2.1.5 (Figura 3.14)
- (7), (8) e (9) correspondem aos contraventamentos horizontais das cordas superiores referidos em 3.2.1.5 (Figura 3.15). As suas respectivas secções transversais se encontram definidas na Figura 3.21.
- (4), (5) e (6) correspondem aos contraventamentos horizontais das cordas inferiores referidos em 3.2.1.5. As suas respectivas secções transversais se encontram representadas na Figura 3.21.

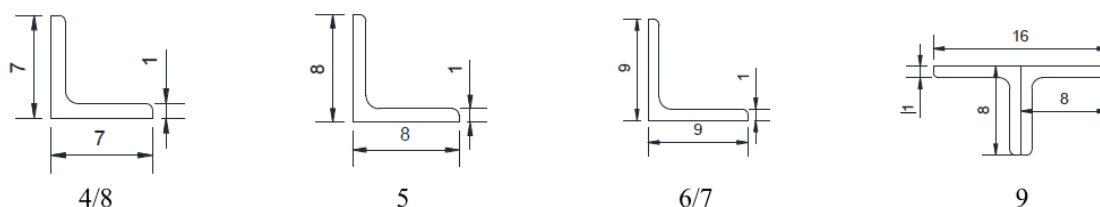


Figura 3.21 - Secções transversais dos contraventos horizontais.

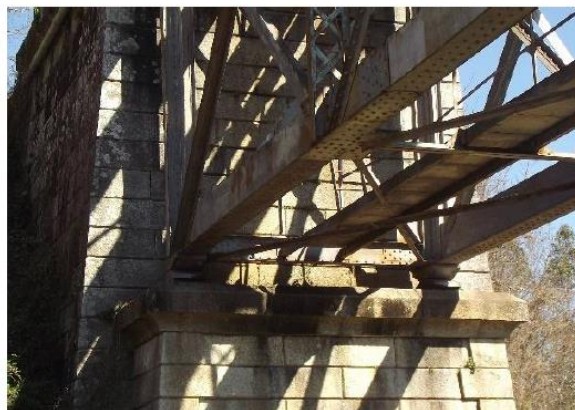
3.3 ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

A ponte conta com certos elementos que em nada contribuem à obra de arte do ponto de vista estrutural, mas sim do ponto de vista funcional, como os guarda corpos - situados na cota superior - e o passadiço metálico interior - situado na cota inferior.

Os guarda corpos, situados em ambos os lados da ponte, estão ligados às almas das longarinas exteriores mediante perfis tipo “L” e chapas de forma triangular (ver Figura 3.23, a). O passadiço metálico interior está diretamente apoiado sobre as travessas (ver Figura 3.22, b)



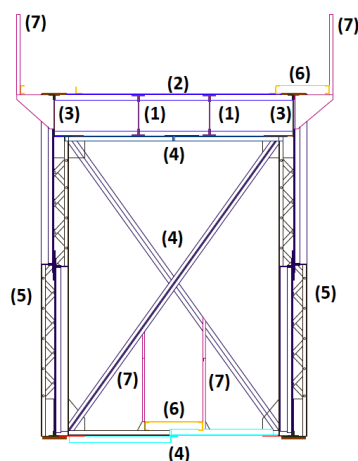
a)



b)

Figura 3.22 - a) Guarda-corpos; b) passadiço.

A Figura a seguir permite o esclarecimento, mediante enumeração, enquanto ao posicionamento de cada elemento estrutural e não estrutural que se pode apreciar no corte transversal.



a)



b)

Figura 3.23 – a) Corte transversal do tabuleiro; b) vista interna da ponte (adaptado Oliveira, 2017).

Legenda da Figura:

- (1) Longarina;
- (2) carlinga;
- (3) cordas da viga treliça;
- (4) diagonais de contraventamento;
- (5) montantes;

- (6) passadiços;
- (7) guarda-corpos.

3.4 APARELHOS DE APOIO

A fixação da ponte às estruturas de suporte - pilares e encontros - é conseguida através de pares de aparelhos de apoio, podendo estes ser simples ou duplos, dependendo dos movimentos que requerem ser restringidos. A ponte da Baía possui só apoios duplos num dos pilares, sendo os restantes simples. Os apoios duplos se encontram num dos pilares com o intuito de localizar o centro de rigidez da estrutura o mais ao centro possível. A seleção da configuração de apoios mencionada permite que as deformações longitudinais, causadas por exemplo por variações de temperatura, não resultem em deslocamentos significativos para os pilares e alvenaria, o que permite conferir à ponte maior estabilidade estrutural.

O apoio simples restringe o deslocamento vertical, permite as rotações no eixo transversal da ponte e o deslocamento do tabuleiro na direção longitudinal graças aos roletes existentes na base do apoio, como se pode ver na Figura.

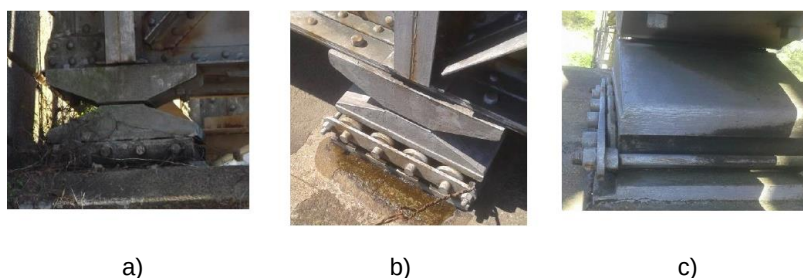


Figura 3.24 - Aparelhos de apoio simples. a) No encontro do lado da Livração; b) Vista superior num dos pilares; c) Vista lateral num dos pilares.

Os aparelhos de apoio duplo, presentes só num dos pilares, bloqueiam todos os deslocamentos, apenas permitindo rotações na direção perpendicular ao eixo longitudinal da ponte. Este é representado na Figura 3.25.



Figura 3.25 - Aparelhos de apoio duplo sobre um dos pilares de alvenaria.

3.5 PILARES E ENCONTROS

As estruturas que recebem os esforços provenientes dos aparelhos de apoio são os pilares e os encontros, sendo a construção de estes dois em alvenaria de pedra de granito, como se pode ver na Figura. Os pilares, com alturas de 21,6 e 28,2 m do lado de Amarante e Livração respetivamente, estão constituídos por dois materiais principais diferentes, um interior e outro exterior ou de cobertura, sendo este último constituído por alvenaria emparelhada com juntas argamassadas, blocos de pedra regulares e molduras nos cantos. O material do interior, por motivos já mencionados no início deste capítulo, não se encontra

definido. No capítulo 5 se tentará provar que no interior dos pilares existe um material de enchimento, de ser assim, se espera que este seja mais robusto que a alvenaria que se encontra na parte exterior dos pilares.



a)

b)

Figura 3.26 - Estruturas de suporte em alvenaria de pedra; a) pilares centrais; b) encontro do lado de Amarante.

A secção transversal da parte superior dos pilares em Amarante e Livração é de $37,08 \text{ m}^2$ e $33,19 \text{ m}^2$, respetivamente, sendo que o eixo de maior inércia dos pilares fica alinhado com a direção transversal da ponte (ver Figura 3.27) de modo a lhe conferir estabilidade nesta direção à estrutura face a ação do vento.

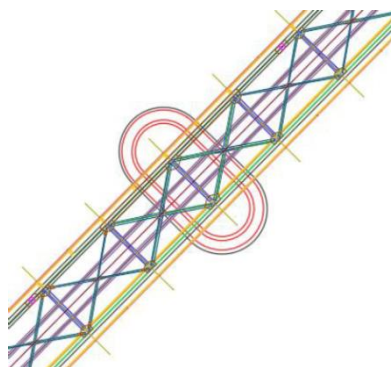


Figura 3.27 - Pormenor da secção transversal dos pilares (adaptado Oliveira, 2017).

3.6 MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.6.1 MODELO NUMÉRICO DE REFERÊNCIA – MODELO A

O modelo numérico deste trabalho foi desenvolvido tendo como base o modelo correspondente ao trabalho de Oliveria (2017) sendo este levado a cabo no software ROBOT Strucural Analysis. A modelação realizada por Oliveira no ROBOT Strucural Analysis – neste trabalho denominado por modelo A - conta com a informação necessária para recriar no software ANSYS o modelo da estrutura em questão, pelo facto, a partir do modelo A (ver Figura 3.28) foram recolhidas as coordenadas dos pontos que ajudaram conceber a geometria do novo modelo numérico, as propriedades das componentes estruturais e não estruturais que a compõem, para além de parâmetros modais do modelo.

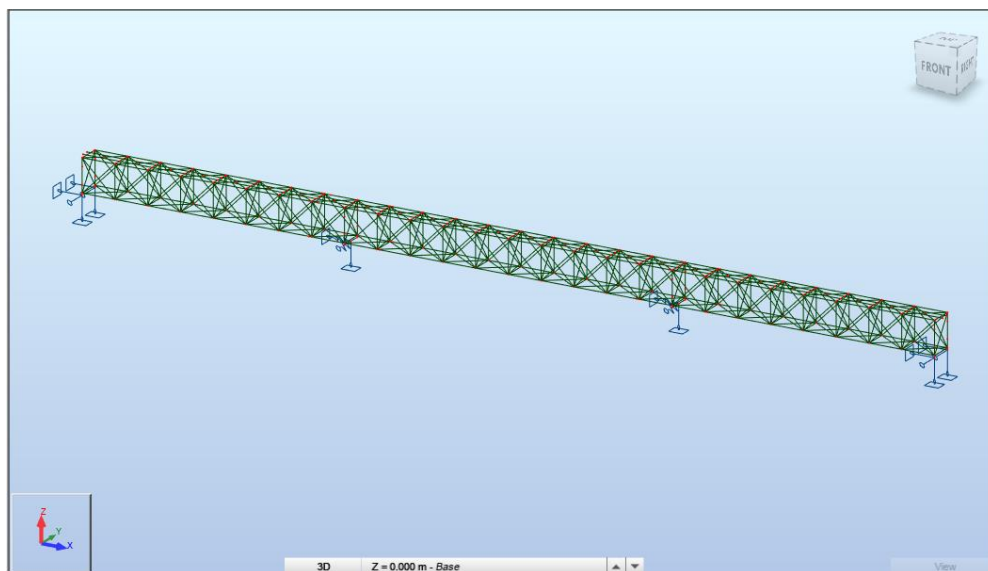


Figura 3.28 – Modelo da Ponte da Baia no software ROBOT Structural Analysis.

3.6.2 MODELO NUMÉRICO DESENVOLVIDO NO ANSYS – MODELO B

Com recurso à linguagem APDL - ANSYS Parametric Design Language – foi efetuada a modelação da ponte da Baia no programa comercial ANSYS, sendo usada no âmbito deste trabalho a versão 18.2 (e eventualmente a versão 19.0) de dito programa. A linguagem APDL permite dar instruções em texto - linha de comandos - ao ANSYS durante as distintas fases de análise dos elementos finitos como modelação, resolução e pós-processamento, o que permite que outros programas como o MATLAB e o OptiSLang consigam correr o programa e comunicar com este nas distintas fases que as análises envolvem. Convém salientar que o modelo numérico desenvolvido neste trabalho se designará por “modelo B”.

Os elementos que constituem a estrutura são caracterizados no modelo B por diferentes tipos de elementos finitos. A continuação se encontra a designação destes elementos, para além da sua nomenclatura no programa ANSYS, representada entre parênteses:

- Elementos sólidos (SOLID185) – 8 nós e 3 graus de liberdade em cada um dos nós.
- Elementos de viga (BEAM44)
- Elementos de massa (MASS21)
- Elementos de ligações rígidas (MPC184)
- Elementos de molas (COMBIN14)

3.6.2.1 Geometria do modelo e propriedades dos elementos estruturais

Como supracitado, as coordenadas dos pontos de referência – interseção entre as carlingas e as cordas superiores e inferiores - retiradas do modelo A, foram utilizadas para definir a geometria que caracteriza o modelo B, mediante a ligação dos pontos de referência com linhas dispostas de modo a imitar a forma da estrutura. Sabemos que os elementos estruturais que caracterizam a ponte da Baia têm diferentes propriedades geométricas e mecânicas dependendo da sua localização e função a desempenhar na estrutura. Ditas propriedades são atribuídas às barras recorrendo à linha de comandos, onde é organizada a informação relativa às propriedades dos elementos estruturais e onde se efetua a correta correspondência entre os distintos elementos estruturais e as suas respetivas propriedades.

Convém salientar que na modelação dos contraventamentos horizontais não lhes foi atribuída massa, de modo a evitar o aparecimento de modos locais numéricos que dificultassem a tarefa de emparelhamento de modos de vibração numéricos e experimentais, levada a cabo no capítulo 5. Para representar o peso correspondente a estes elementos, foi distribuído o seu peso entre os pontos de ligação existente entre a estrutura e estes elementos de contraventamentos, mediante um processo de atribuição de massas a pontos infinitesimais localizáveis nas coordenadas desejadas. Este processo é explicado a continuação em 3.6.2.2.

3.6.2.2 Elementos não-estruturais

Os elementos não estruturais, referidos em 3.3, afetam o comportamento dinâmico da estrutura devido a que grande parte do peso total da estrutura provém destes elementos não-estruturais, estando a massa destes distribuída ao longo do desenvolvimento da estrutura. As massas dos elementos não-estruturais foram reproduzidas no ANSYS através de elementos de massa (MASS21). Cada um destes elementos finitos de massa é definido por um único nó que contém massa concentrada. No âmbito deste trabalho a massa não-estrutural foi reproduzida numericamente mediante a distribuição de nós referentes aos elementos finitos de massa, estando estes separados entre si a uma distância que permita uma adequada simulação da distribuição de massa não-estrutural real.

O processo de distribuição destas massas no modelo numérico consistiu em: i) localização de cada um dos elementos não-estruturais na geometria do modelo B; ii) determinação do peso de cada um dos elementos, tendo por base o trabalho desenvolvido por Oliveira (2017); iii) atribuição da massa de cada elemento não-estrutural ao modelo numérico através da distribuição de um conjunto nós com massa (correspondentes ao elemento de massa MASS21) pelo desenvolvimento de cada elemento não-estrutural, resultando cada um deste com uma determinada quantidade de nós com massa, espaçados entre si. O somatório das massas destes elementos infinitesimais pertencentes a cada elemento não-estrutural é igual ao peso do elemento referido, pelo que o somatório de todos os pontos infinitesimais correspondentes a todos os elementos não-estruturais equivale ao peso total de todos os elementos não-estruturais presentes no viaduto.

De modo a salientar a localização dos pontos infinitesimais correspondentes à massa dos elementos não-estruturais, a Figura 3.29 mostra uma parte da modelação numérica no programa ANSYS na qual se pode observar, com a ajuda dos asteriscos que graficamente no programa representam os pontos infinitesimais, a distribuição da massa não-estrutural ao longo da geometria do modelo numérico.

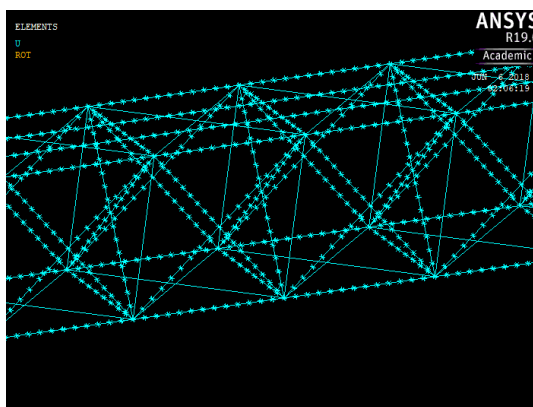


Figura 3.29 – Geometria da estrutura no modelo numérico B.

3.6.2.3 Apoios centrais e encontros

A modelação dos apoios centrais do viaduto foi realizada em duas fases, a primeira consistiu na modelação dos pilares de alvenaria de pedra (no exterior; o material interior de enchimento é desconhecido) com recurso aos elementos sólidos (SOLID185), a segunda consistiu na colocação de elementos que permitam articular a ligação entre a geometria da estrutura e os apoios, sendo a ligação aos apoios centrais realizada usando elementos de molas (COMBIN14) e a ligação aos encontros realizada através elementos de ligações rígidas (MPC184).

A modelação dos pilares centrais começou pela definição das superfícies superiores e inferiores de ambos os apoios de alvenaria de pedra, usando como referência para as dimensões destas superfícies um modelo em AutoCAD da ponte da Baía, resultantes do trabalho desenvolvido por Oliveira (2017). Depois dos perímetros das superfícies inferiores e superiores estarem devidamente definidos, estes foram divididos de modo a estabelecer uma correspondência de linhas entre ambas as superfícies, de modo a definir áreas entre as linhas geradas e recriar a geometria dos apoios centrais de alvenaria. A Figura 3.30 acompanha o processo relativo á modelação dos pilares como descrito anteriormente.

A seguir, com recurso à linguagem APDL, foi modelado cada apoio central como descrito a continuação: Sabendo que cada pilar está composto por um material exterior e um de enchimento, foi atribuído a cada um destes o elemento finito de volume SOLID185. Foi considerada uma espessura do material exterior – alvenaria de pedra com juntas argamassadas – igual a 0,5m (Costa, 2016), ficando este caracterizado com um módulo de deformabilidade (E_{alv}) igual 10 GPa, uma densidade (ρ_{alv}) de 2499.48 kg/m³ e um coeficiente de Poisson (ν_{alv}) igual a 0,3 (Pacheco, 2016). Enquanto ao material de enchimento de cada pilar central, foi caracterizado com um módulo de deformabilidade (E_{ench}) igual a 1 GPa, uma densidade (ρ_{ench}) de 2303,8 kg/m³ (Costa, 2016) e um coeficiente de Poisson (ν_{ench}) igual a 0,3.

Os valores adotados para os parâmetros descritos anteriormente foram extraídos de trabalhos em que os materiais eram semelhantes aos presentes na ponte da Baía. Convém salientar que não existem certezas sobre se existe ou não um material de enchimento nos pilares centrais do viaduto, devido à impossibilidade de encontrar os documentos originais da obra; mas podemos assumir que existe um material de enchimento devido a que é uma prática comum neste tipo de projetos em engenharia civil.

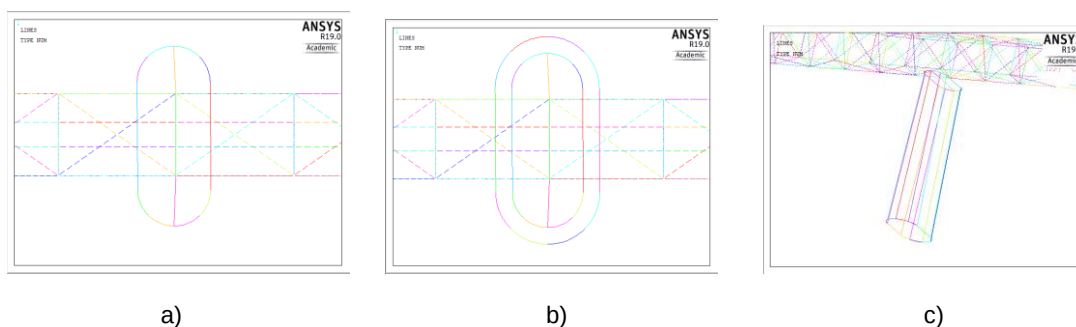


Figura 3.30 - Modelação de apoios centrais no ANSYS. a) área superior; b) área inferior e superior; c) geometria de um dos apoios centrais.

A ligação entre os encontros e a estrutura é infinitamente rígida, enquanto que a ligação entre os apoios centrais e a estrutura, na direção vertical, transversal e longitudinal pode ser deduzida através da determinação do valor da rigidez que o aparelho de apoio oferece, dependendo da direção que se quer considerar. Sabendo que estes parâmetros podem ser atualizados na fase de otimização deste trabalho, são atribuídas às rigidezes valores estimados. Convém salientar que os elementos finitos que realizam a ligação estão localizados na geometria do modelo B onde os aparelhos de apoios estariam localizados na ponte da Baía, isto é, entre as cordas e o apoio. Na Figura 3.31 se pode observar o elemento de molas

(COMBIN14) a efetuar a ligação entre o apoio e cada uma das cordas, de modo a simular a ação do aparelho de apoio. Este elemento atribui rigidezes à direção vertical, longitudinal e transversal.

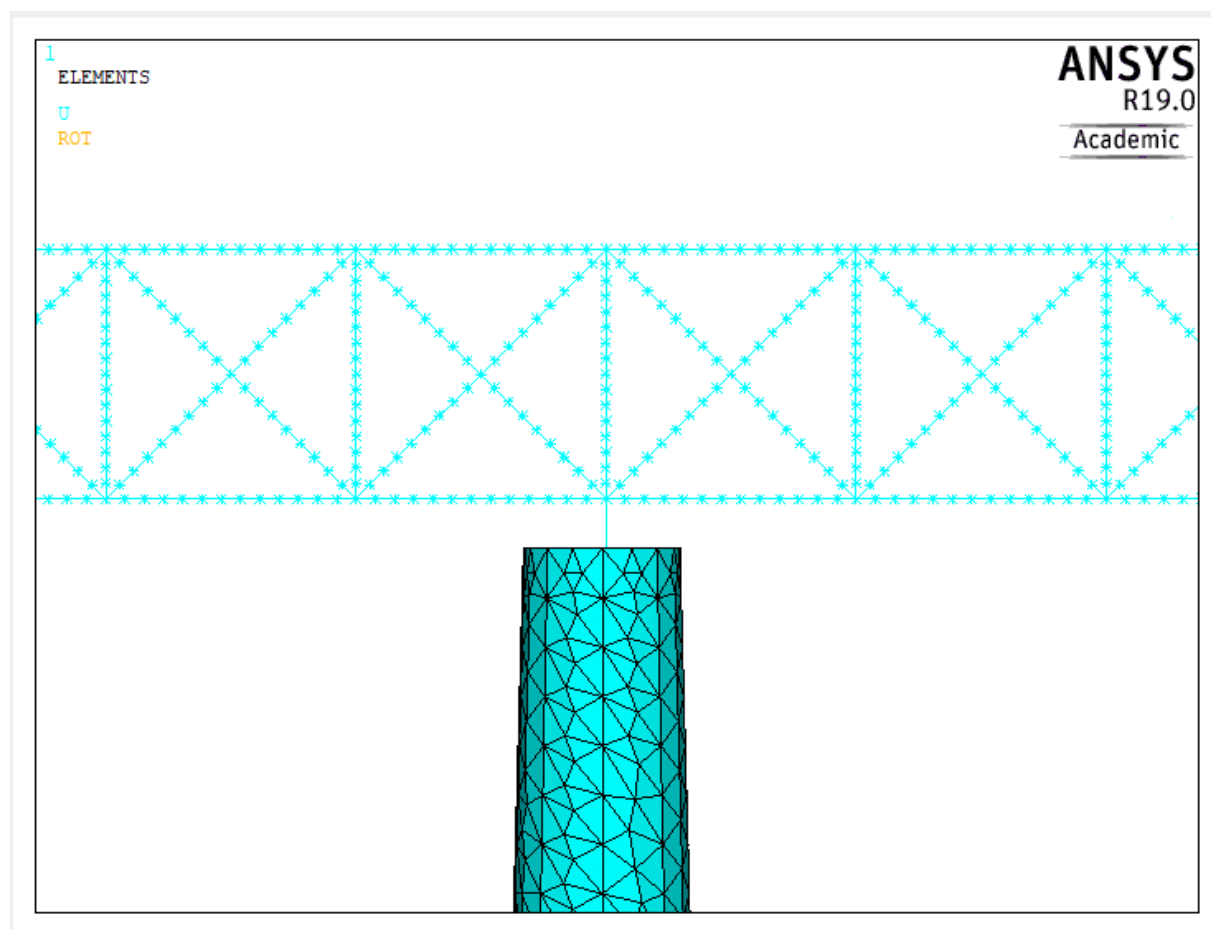


Figura 3.31 – Ligação entre a estrutura e o apoio central de alvenaria realizada através de elementos de molas (COMBIN14).

4

METODOLOGIAS DE CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO DINÂMICO

4.1 INTRODUÇÃO

A modelação numérica sendo um processo de tentativa de reprodução de uma certa estrutura em determinado software, implica uma série de simplificações, estimativas e suposições que são responsáveis pela falta de precisão dos parâmetros numéricos, em relação à realidade. De modo a chegar a valores paramétricos mais realistas se recorre a:

- validações experimentais, usualmente baseadas em medições estáticas, ou quasi-estáticas, fundamentadas em ensaios de carga (Fryba and Pirner, 2001; Marefat et al., 2009)
- medições dinâmicas, podendo ser ensaios de vibração ambiental ou ensaios de vibração Fryba and Pirner, 2001; Marefat et al., 2009) combinações de medições estáticas e dinâmicas (Schlune et al., 2009; Wang et al., 2011).

No âmbito deste trabalho, se dará especial ênfase aos ensaios de vibração ambiental devido a que foi o método utilizado para a obtenção dos parâmetros experimentais da ponte da Baia no âmbito do trabalho de Oliveira, 2017. Convém salientar que a recolha de informação modal também está sujeita a erros de medição, provocados pela instabilidade das condições ambientais (temperatura e vento), variação das condições de operação da estrutura no decorrer das medições (trânsito) e também por erros na recolha e processamento dos sinais medidos (Chan et al., 2009; Zabel and Brehm, 2009). A garantia do controlo e limitação de erros de medição é fundamental para a fiabilidade dos parâmetros experimentais obtidos.

Tendo os parâmetros experimentais se pode proceder ao processo de calibração do modelo numérico. Este processo consiste na otimização dos parâmetros numéricos com base nos parâmetros experimentais, de modo a que o comportamento do modelo numérico seja o mais semelhante ao comportamento da estrutura na realidade, na altura em que foram realizados os ensaios à estrutura. Os parâmetros estruturais podem variar com o tempo devido a diversos fatores como por exemplo aqueles relacionados com as variações das propriedades dos elementos (perda de secção dos elementos metálicos devido à corrosão, etc....).

Enquanto a metodologias de calibração a partir de parâmetros modais se podem destacar: i) metodologia direta (Friswell and Mottershead, 1995; Yang and Chen, 2009) e; ii) indireta ou iterativa (Teughels et al., 2003; Zong et al., 2005).

A metodologia direta consiste na alteração direta dos termos das matrizes de massa e rigidez numa só iteração. Especialmente em sistemas dinâmicos de grande dimensão este método logra reproduzir

exatamente os dados experimentais (Yang and Chen, 2009), mas noutros sistemas esta metodologia pode gerar matrizes sem significado físico devido à falta de correlação direta entre estas e os parâmetros numéricos. Com base em resultados modais obtidos a partir de ensaios de vibração ambiental, estando estes não normalizados em relação à matriz de massa, a aplicação do método direto não é vantajosa devido à impossibilidade de correção da matriz de massa (Magalhães, 2003).

A metodologia indireta ou iterativa, usada no desenvolvimento deste trabalho, consiste na redução de uma função objetivo, através de um processo iterativo. A diferença entre os parâmetros numéricos e experimentais definem a função objetivo. Cada iteração implica uma modificação de parâmetros do modelo numérico, quando a diferença entre parâmetros numéricos e experimentais é suficientemente pequena o processo iterativo se detém, indicando que o parâmetro numérico se encontra otimizado, e por consequência, também o modelo numérico para o parâmetro em questão. Estando os parâmetros numéricos não relacionados linearmente com os parâmetros modais, e tendo a função objetivo termos não lineares, esta metodologia recorre a algoritmos de otimização para problemas não lineares que exigem um processo iterativo (Magalhães, 2003). Existem dois tipos de metodologias iterativas:

- Métodos iterativos baseados em matrizes de sensibilidade (Friswell e Mottershead, 1995; Teughels, 2003; Jaishi e Ren, 2005; Huang et al., 2008)
- Métodos iterativos baseados em algoritmos de otimização (Chiellini e Salvatore, 2007; Liu et al., 2008; Cantieni et al., 2008a, 2008b; Brehm, 2011).

O primeiro método consiste na atualização de matrizes de sensibilidade de modo a proceder à seguinte iteração. As matrizes, também denominadas por matrizes Jacobianas, são constituídas pelas primeiras derivadas de cada resíduo da função objetivo, estando estas associadas aos parâmetros numéricos. Brehm (2011) salienta que é importante para sucesso deste método que os valores parâmetros numéricos iniciais não sejam muito diferentes aos valores dos parâmetros da solução ótima. A resolução deste problema envolve o uso de algoritmos de otimização baseados em gradientes, não sendo estes objeto neste trabalho devido a que não será o método aplicado no processo de otimização.

O segundo método, ao contrário do primeiro, não precisa do cálculo das sensibilidades e é particularmente apto em problemas em que existem incertezas relativas à função objetivo com quantidades significativas de mínimos locais. Brehm (2011) menciona que é fundamental para a obtenção de bons resultados a fiabilidade dos dados experimentais e da robustez do modelo numérico. O problema de otimização também inclui no processo às incertezas relacionadas às estimativas das respostas experimentais e numéricas mediante parâmetros estatísticos que se baseiam em coeficientes de variação ou intervalos de confiança - técnicas estocásticas de calibração de modelos numéricos (Mares et al., 2002; Mottershead et al., 2006; Zabel e Brehm, 2009b).

4.2 MÉTODO ITERATIVO BASEADO EM ALGORITMOS DE OTIMIZAÇÃO

O método iterativo consiste num ciclo de operações que com base nos dados numéricos e experimentais, com a participação do modelo numérico, análises de sensibilidade e o algoritmo de otimização, visa a otimização dos parâmetros do modelo numérico. Para começar, o modelo conta com um conjunto de parâmetros iniciais, aos quais será efetuado uma análise de sensibilidade com o intuito de selecionar aqueles que vão participar na calibração. Depois de escolhidos estes parâmetros, é realizada uma análise modal para a obtenção dos parâmetros modais numéricos, que permitem junto com os parâmetros experimentais, a realização do emparelhamento dos modos de vibração numéricos e experimentais. Fazendo uso dos algoritmos de otimização, se obtém um novo conjunto de parâmetros que vêm minimizar o resíduo da função objetivo. O processo iterativo continua até o critério de convergência ser

atingido. A seguir podemos observar um fluxograma que representa o procedimento explicado (Figura 4.1)

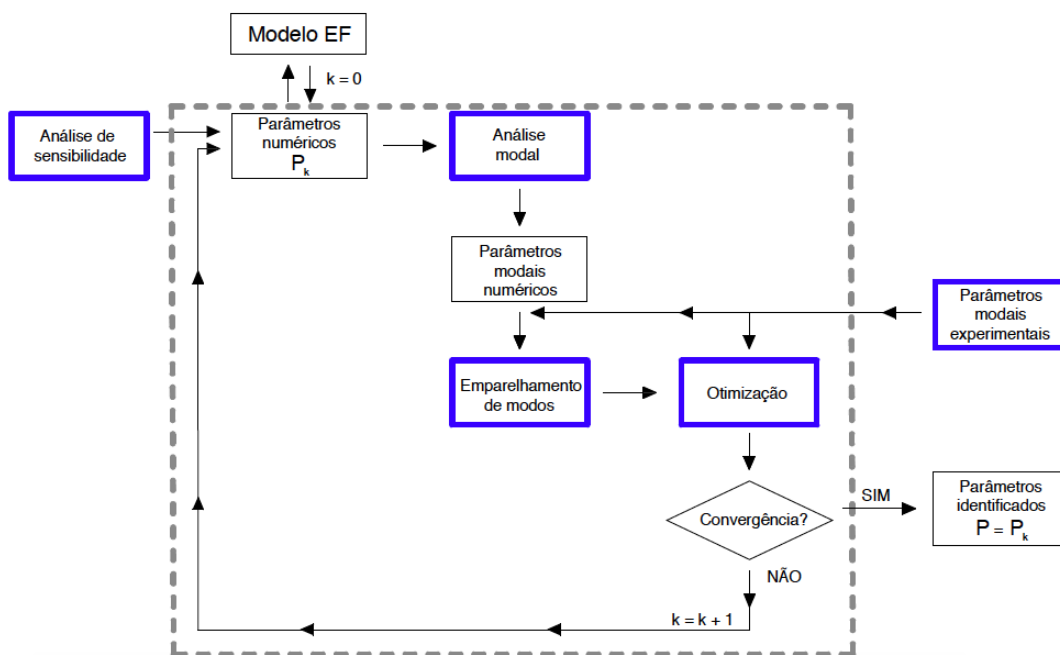


Figura 4.1 - Fluxograma do método iterativo baseado em algoritmos de otimização (adaptado Ribeiro, 2012).

Os quadros a azul na Figura 4.1 representam os tópicos que serão desenvolvidos a continuação no presente capítulo, de modo a explicar devidamente o funcionamento da metodologia iterativa de calibração através do uso de algoritmos de otimização.

4.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

O modelo numérico é caracterizado por um conjunto de parâmetros que podem influenciar mais ou menos a resposta, sendo os mais influentes aqueles que poderão ser estimados com maior precisão no processo de calibração. A análise de sensibilidade permite identificar e selecionar estes parâmetros de modo a os incluir na calibração do modelo numérico. Convém salientar que existem dois tipos de análise de sensibilidade – local e global.

4.3.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE LOCAL

A análise de sensibilidade local permite evidenciar como uma pequena perturbação de um parâmetro influencia a resposta, sendo uma abordagem comum o método OAT (*One factor At Time*), ou seja, a alteração de um parâmetro de cada vez (Morio, 2011). A análise é realizada mediante a obtenção de coeficientes de sensibilidade através do cálculo da primeira derivada de cada resposta em relação a cada parâmetro (Ribeiro, 2012). Cada coeficiente de sensibilidade corresponde um termo na matriz de sensibilidade. O cálculo de cada um destes pode ser efetuado analiticamente, mediante a derivação direta de uma função, ou também pelo método das diferenças finitas (Jaishi and Ren, 2005; Merce et al., 2007). No entanto, para problemas numéricos o mais conveniente consiste na aplicação do método das diferenças finitas, usualmente baseado na implementação da diferença progressiva (Ribeiro, 2012).

4.3.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE GLOBAL

A análise de sensibilidade global, ao contrário da análise de sensibilidade local, varia todos os parâmetros (input) em simultâneo, focando-se em como é que tal variabilidade afeta a resposta numérica (output), permitindo assim identificar quais as partes da resposta que respondem a diferentes valores dos parâmetros (Morio, 2011). Deste modo, numa única iteração é possível obter as sensibilidades entre os parâmetros e as respostas tendo por base um conjunto de amostras obtidas através de uma técnica de amostragem, sendo esta uma ferramenta importante no âmbito das análises de sensibilidade devido a que permite obter uma visão geral quantitativa e rigorosa sobre como diferentes parâmetros influenciam a resposta.

4.2.3.1 Técnicas de amostragem

As técnicas de amostragem permitem a criação de uma determinada quantidade de amostras, sendo cada uma destas constituídas pelo conjunto de parâmetros que representam o modelo numérico. Entre as diversas técnicas de amostragem existentes salientam as estocásticas, como as baseadas no método de Monte Carlo ou no método do Hipercubo Latino.

No método de Monte Carlo os parâmetros são representados por números, gerados sucessivamente, que possuem as mesmas distribuições estatísticas dos parâmetros que cada um destes representa (Henriques, 1998). Os números, gerados por um algoritmo, são independentes e de distribuição uniforme dentro do intervalo $]0,1[$, sendo posteriormente convertido no valor dum parâmetro mediante o uso de uma função inversa de distribuição acumulada. Uma das desvantagens deste método reside no facto existir a chance de este gerar correlações ineficientes entre parâmetros, particularmente quando o número de amostras é relativamente pequeno (OptiSLang, 2008).

No método do Hipercubo Latino o domínio de cada parâmetro é separado em intervalos com a mesma possibilidade de ocorrência, sendo os intervalos caracterizados pelo valor do centro de gravidade do parâmetro, conforme a função densidade de probabilidade. No processo de geração de amostras, para que cada intervalo seja selecionado só uma vez, é realizada uma escolha aleatória destes (Henriques, 1998). O número de simulações é regulado ao número de intervalos considerados na divisão do domínio do espaço amostral, pelo que o método recorre a uma menor quantidade de simulações, ao contrário do método de Monte Carlo. A expressão que representa ao número sugerido de amostras para este método é dada por (Will et al., 2004):

$$N = 2 \times (n_p + n_R) \quad (4.1)$$

em que N é o número mínimo de amostras, n_p é o número de parâmetros e n_R é o número de respostas. Esta expressão é útil para um número de parâmetros menor ou igual a 40.

A continuação, na Figura 4.1 se encontram representadas as distribuições das amostras dos parâmetros X_1 e X_2 , regidas por distribuições uniformes, resultantes da utilização do método de Monte Carlo e do Hipercubo Latino (Ribeiro, 2012).

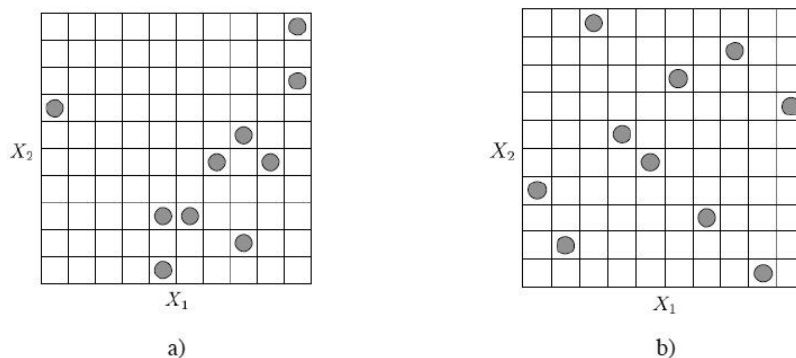


Figura 4.2 - Distribuição amostral do método: a) Monte Carlo; b) Hipercubo Latino (adaptado de OptiSLang(2008)).

A Figura 4.2 evidencia que o método do Hipercubo Latino providencia uma melhor dissipação do espaço amostral. Enquanto ao método de Monte Carlo, para o mesmo número de amostras que o método anterior, pode-se observar que existe certo grau de correlação entre os parâmetros, pelo que ocupa apenas certas partes do espaço amostral.

4.4 ANÁLISE MODAL

Tendo em conta que o ensaio dinâmico realizado à ponte da Baía foi o ensaio de vibração ambiental, em que as forças atuantes na estrutura são de uma grandeza relativamente pequena devido a que provêm do ambiente – vento, chuva, trânsito nos arredores, etc. – as vibrações provocadas vêm sem amortecimento. Os parâmetros modais são extraídos assumindo que a estrutura é de movimento livre sem amortecimento. Tal como nos sistemas de 1 grau de liberdade, a equação de equilíbrio é escrita por:

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (4.2)$$

em que M é a matriz de massa, K a matriz de rigidez e u o vetor de deslocamento.

Assumindo que a deformada u em que a sua grandeza varia sinusoidalmente com o tempo, u é definida pela expressão (3.2):

$$u = f \sin(\omega t) \quad (4.3)$$

em que f é o vetor que caracteriza a deformação modal da estrutura.

Sabendo que $\ddot{u} = -\omega^2 f \sin(\omega t)$ e substituindo na equação (4.2), esta fica como representado na expressão (4.4):

$$-M\omega^2 f \sin(\omega t) + Kf \sin(\omega t) = 0 \quad (4.4)$$

Esta equação é válida para qualquer instante, o que implica (4.5)

$$(K - \omega^2 M)f = 0 \quad (4.5)$$

Este sistema tem uma solução nula e outras não nulas se o respetivo determinante for nulo – sistema indeterminado – ou seja, as suas frequências naturais são determinadas pela expressão (4.6)

$$\det(K - \omega^2 M) = 0 \quad (4.6)$$

O problema resultante é um de valores e vetores próprios, sendo que os valores próprios são os ω^2 . Em estruturas com N graus de liberdade, a condição de determinante nulo leva a uma equação polinomial de grau N nos ω^2 , o que implica que o sistema tem N soluções correspondentes às frequências dos N

modos de vibração. A cada frequência natural corresponde um modo de vibração, obtido mediante a resolução do sistema de equações representado na expressão (4.7)

$$(K - \omega_n^2 M) f_n = 0 \quad (4.7)$$

A expressão (4.7) tem uma infinidade de soluções, ou seja, o vetor f_n não é determinado em grandeza. Para obter vetor f_n se determina uma solução particular. Uma solução comum é fazer unitária uma das componentes do vetor: $f_n = 1$. Assim, o sistema de N-1 equações em ordem às restantes componentes de f_n permite a determinação do vetor próprio $f_n = \{f_{1n}; f_{2n}; \dots; f_{Nn}\}$, que caracteriza a deformada do n -ésimo modo de vibração.

4.5 PARÂMETROS EXPERIMENTAIS

Neste subcapítulo se explicará a técnica usada para a obtenção dos parâmetros experimentais da ponte ferroviária da Baía, para além das fundamentações teóricas envolvidas no processo de análise dinâmica.

Sabemos que a identificação modal dinâmica pode seguir duas abordagens diferentes dependendo do tipo de excitação imposta à estrutura de modo a obter a sua resposta. Para ensaios em que a força de excitação é conhecida, a identificação modal clássica é a recomendada. Em casos em que a excitação é provocada por ações ambientais (vento, tráfego, etc.) a identificação modal adequada é a estocástica, onde as ações são assimiláveis a um processo estocástico gaussiano, do tipo ruído branco e com média nula. Convém salientar que o ruído branco é um sinal aleatório de banda larga em que todas as frequências possuem conteúdo energético idêntico (Mendes, 2008).

A obtenção dos parâmetros experimentais – modos de vibração, frequências naturais e coeficientes de amortecimento - foi conseguida através da realização de um ensaio de vibração ambiental mediante a aplicação de uma técnica de identificação modal. Esta técnica é uma versão atualizada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD - *Enhanced Frequency Domain Decomposition*), através do programa ARTeMIS (2015), garantindo a obtenção dos modos de vibração com frequências próximas e uma adequada estimativa dos coeficientes de amortecimento modais (Oliveria, 2017).

4.5.1 METODOLOGIA DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

O procedimento habitual que visa a identificação modal a partir da aplicação da técnica EFDD se encontra representada de forma simplificada na Figura 4.3.

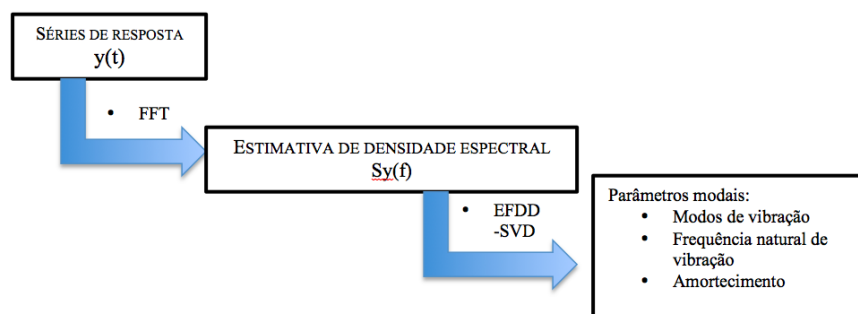


Figura 4.3 - Metodologia de identificação dos parâmetros modais usando a técnica EFDD (Oliveira, 2017).

Inicialmente é realizado o processamento de séries temporais dos acelerómetros através da aplicação de uma transformada rápida de Fourier (FFT) de modo a obter as funções de densidade espectral das

medições registadas, resultando desta análise uma matriz de funções de densidade espectral. Os termos que integram a diagonal desta matriz se denominam auto-espectros, os restantes termos se denominam espectros cruzados. A seguir se procede à decomposição em valores singulares (SVS) da matriz de espectros da resposta estrutural $S_y(\omega)$ em função da frequência angular:

$$S_y(\omega) = U_k^T S_k^T U_h^H \quad (4.8)$$

em que:

S_k - Matriz diagonal de dimensão $n \times l$ (l - número de pontos instrumentados; n - 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.

Usando a técnica EFDD a identificação das frequências de vibração vem pela seleção dos picos dos espectros de valores singulares, devendo também ser acrescentadas a zonas dos espectros onde os vetores singulares têm uma elevada correlação, pelo facto de estas corresponderem à resposta do sistema de 1 grau de liberdade com igual frequência de vibração. Para modos de vibração de frequências próximas (ou muito próximas) se recorre a análise da curva do segundo valor singular do espectro para a identificação das frequências de vibração. A obtenção dos coeficientes de amortecimento e das frequências naturais resulta da aplicação do algoritmo da IFFT (*Inverse Fourier Fast Transform*) às funções de densidade espectral. O decremento logarítmico (δ) é dado pela expressão apresentada a seguir:

$$d = \ln \left(\frac{v_n}{v_{n+1}} \right) = \frac{1}{m} \times \ln \left(\frac{v_n}{v_{n+1}} \right) \quad (4.9)$$

em que:

m - Número de ciclos

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

4.5.2 ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

O ensaio de vibração ambiental, usado na análise realizada à ponte da Baia, é realizado à estrutura em estudo com o objetivo da extração dos seus parâmetros modais com base nos registos medidos, sendo estes correspondentes à resposta da estrutura a ações ambientais – ação do vento, microssismicidade, ação do tráfego nos arredores, ação da chuva, etc – não sendo estas controladas ou quantificáveis deterministicamente.

A utilização deste ensaio é conveniente devido às diversas vantagens em relação ao ensaio de vibração forçada em termos económicos, logísticos, de eficiência na análise da resposta dinâmica em gamas baixas de frequência (0-1 Hz), para além de permitir a realização do ensaio sem requerer a interrupção do normal funcionamento da estrutura. O avanço tecnológico dos equipamentos de medição tem permitido realizar medições com um bom grau de precisão para níveis de vibração cada vez menores, pelo que este ensaio tem vindo a ganhar relevância ultimamente.

Para a realização do ensaio de vibração ambiental são definidos vários pontos na estrutura, conforme um planeamento prévio, onde são dispostos transdutores cuja função consiste na conversão de uma

grandeza física – como o deslocamento, velocidade, aceleração ou extensão – num sinal eléctrico proporcional à grandeza (Rodrigues, 2004).

O planeamento do ensaio envolve um conjunto de requerimentos fundamentais, referidos por Rodrigues (2004), para um bom desenvolvimento do ensaio. Entre estes salientam-se:

- A realização prévia de um modelo numérico da estrutura e uma correspondente estimativa dos parâmetros modais, de modo a ter uma estimativa dos valores expectáveis para o ensaio;
- O estabelecimento de um número de pontos a instrumentar, dependendo estes da quantidade de transdutores disponíveis, para além das suas respectivas localizações conforme o modelo numérico, visando a obtenção de configurações modais bem definidas;
- Definição de uma estratégia de distribuição de cabos, aparelhos de medição e a sua movimentação durante o ensaio, de modo a ser mais eficientes económicos. Em caso de que o número de pontos medidos seja superior ao número de sensores, deve-se implementar um método de ensaio por fases (*setups*).
- Os cabos e sensores devem estar devidamente sinalizados de modo a relacionar o sensor ao seu respetivo cabo.

4.5.3 CONFIGURAÇÕES EXPERIMENTAIS – *SETUPS*.

No âmbito do trabalho de Oliveira (2017), foram identificados os parâmetros modais da Ponte da Baia a partir da implementação de um método de ensaio por fases (*setups*), devido a que o número de pontos a instrumentar era superior ao número de transdutores disponíveis para a realização do ensaio de vibração ambiental. Enquanto à distribuição de sensores na ponte, esta deve ser feita de modo a ser o mais abrangente possível, para assim representar devidamente os modos de vibração da estrutura.

A equipa encarregue do ensaio dispunha de um total de 14 transdutores, dos quais 4 foram fixados em pontos de referência, enquanto os restantes foram sendo deslocados no decorrer do ensaio de modo a abranger todos os pontos experimentais previamente estabelecidos, definindo assim as diferentes configurações experimentais (*setups*). Na seleção dos pontos fixos (ou de referência) se teve em conta o facto de os transdutores presentes nestes pontos não deverem estar colocados em pontos com ordenadas modais nulas. Os pontos fixos são necessários para posteriormente relacionar a resposta obtida para diferentes *setups*.

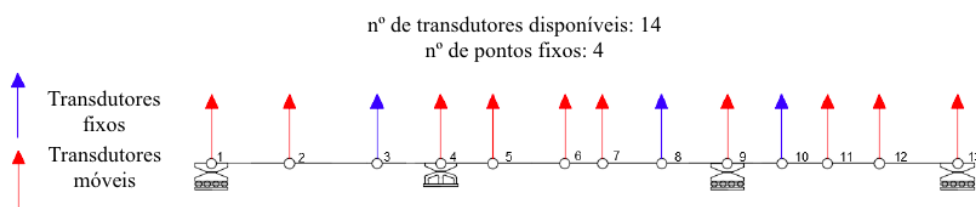


Figura 4.4 - Técnica de ensaio usando pontos fixos (adaptado Rodrigues, 2004).

A continuação na Figura 4.5 são apresentados os diferentes *setups* escolhidos para a realização do ensaio de vibração ambiental.

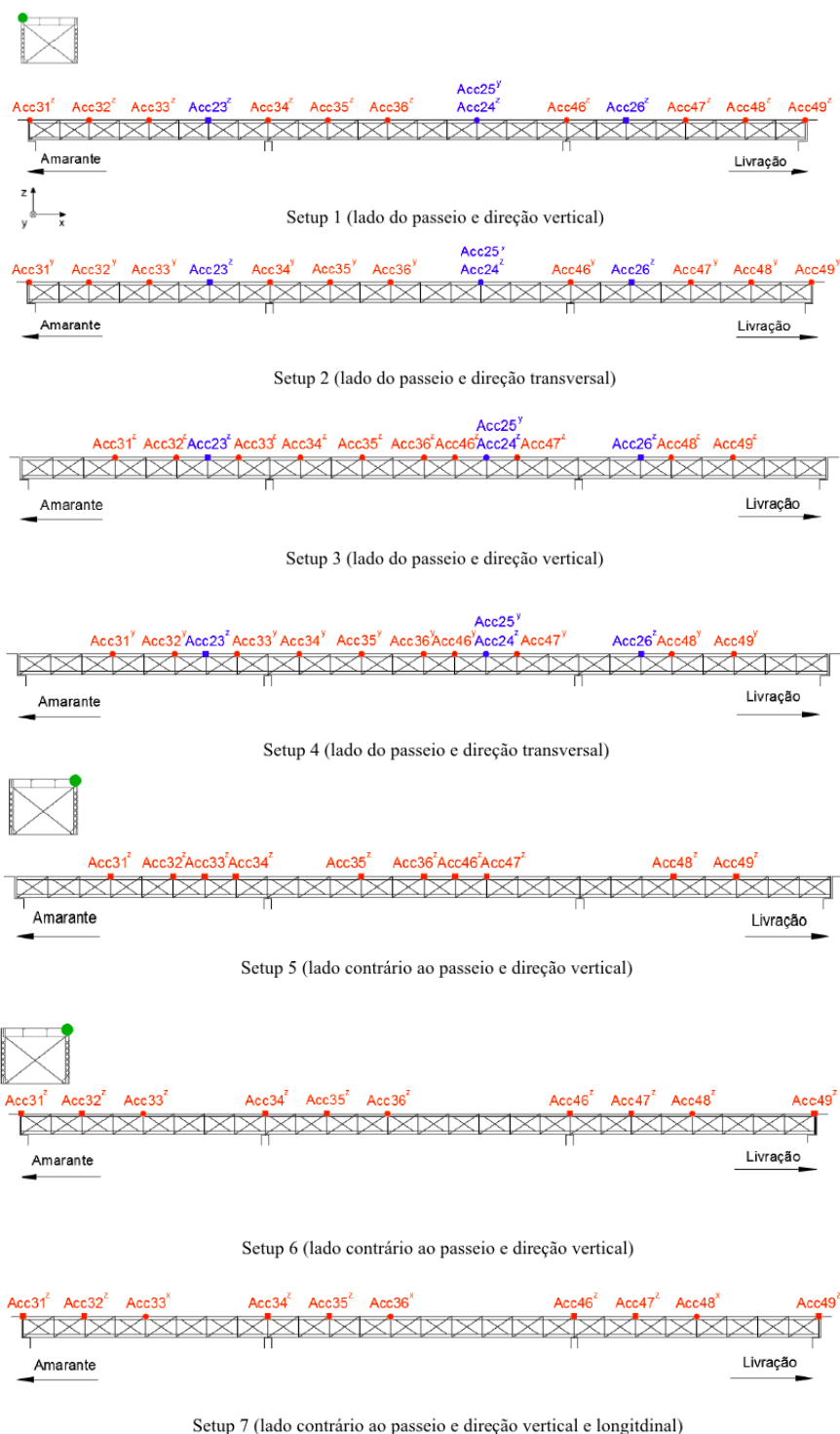


Figura 4.5 - Configurações experimentais utilizadas no ensaio de vibração ambiental da Ponte da Baía (adaptado Oliveira, 2017).

Tendo em consideração que a coordenada modal dos pontos de referência não deve ser nula, estes foram afixados aproximadamente a 1/3-1/4 de vão, mais especificamente do lado do passeio (só um lado da ponte tem passeio). Entre estes 3 pontos de referência, dois destes estavam instrumentados de modo a medir as acelerações verticais (z), enquanto que a instrumentação do outro ponto permitiu medir as

acelerações na direção vertical (z) e transversal (y), como se pode ver na Figura 4.4. As diferentes configurações experimentais (*setups*) permitiram a obtenção dos diferentes modos de vibração – flexão, torção, flexão transversal – para além de certas verificações relativas ao movimento dos apoios e efeitos de escalamento de amplitude dos modos, mediante a disposição dos transdutores em diferentes direções - vertical, longitudinal, transversal - como referido no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Propósito de cada configuração experimental (*setup*).

Setup	Direção da disposição do transdutor	Propósito
1,3,5,6	Vertical	Identificação dos modos de vibração verticais (flexão e torção)
2,4	Transversal	Identificação dos modos de vibração de flexão transversal
7	Longitudinal*	Verificação de possíveis movimentações dos apoios e efeitos de escalamento da amplitude dos modos verticais e transversais

* unicamente em 3 pontos móveis.

4.5.4 IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE VIBRAÇÃO

A identificação dos parâmetros experimentais é realizada através do programa ARTeMIS (2015), que tem implementado o método EFDD (versão otimizada do método de Decomposição no Domínio da Frequência), sendo este quem permite a obtenção dos valores singulares médios e normalizados da matriz das funções de densidade espectral de potência (ver Figura 4.6). A partir da Figura 4.6 se podem identificar as frequências de vibração da estrutura, sabendo que estas correspondem aos picos do gráfico da figura.

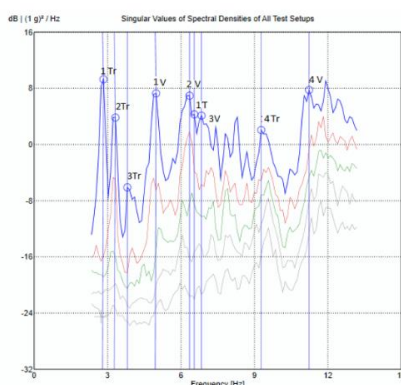


Figura 4.6 - Valores singulares da matriz das funções de densidade espectral (adaptado Oliveira, 2017).

A obtenção dos parâmetros envolveu a combinação das medições de várias configurações experimentais e o desprezo de alguns pontos de medição associados a determinadas configurações, de modo a obter configurações modais de melhor qualidade e evitar que a informação de ditos pontos de medição não perturbe os resultados globais dos modos de vibração. Os parâmetros modais experimentais se encontram representados na Figura 4.7.

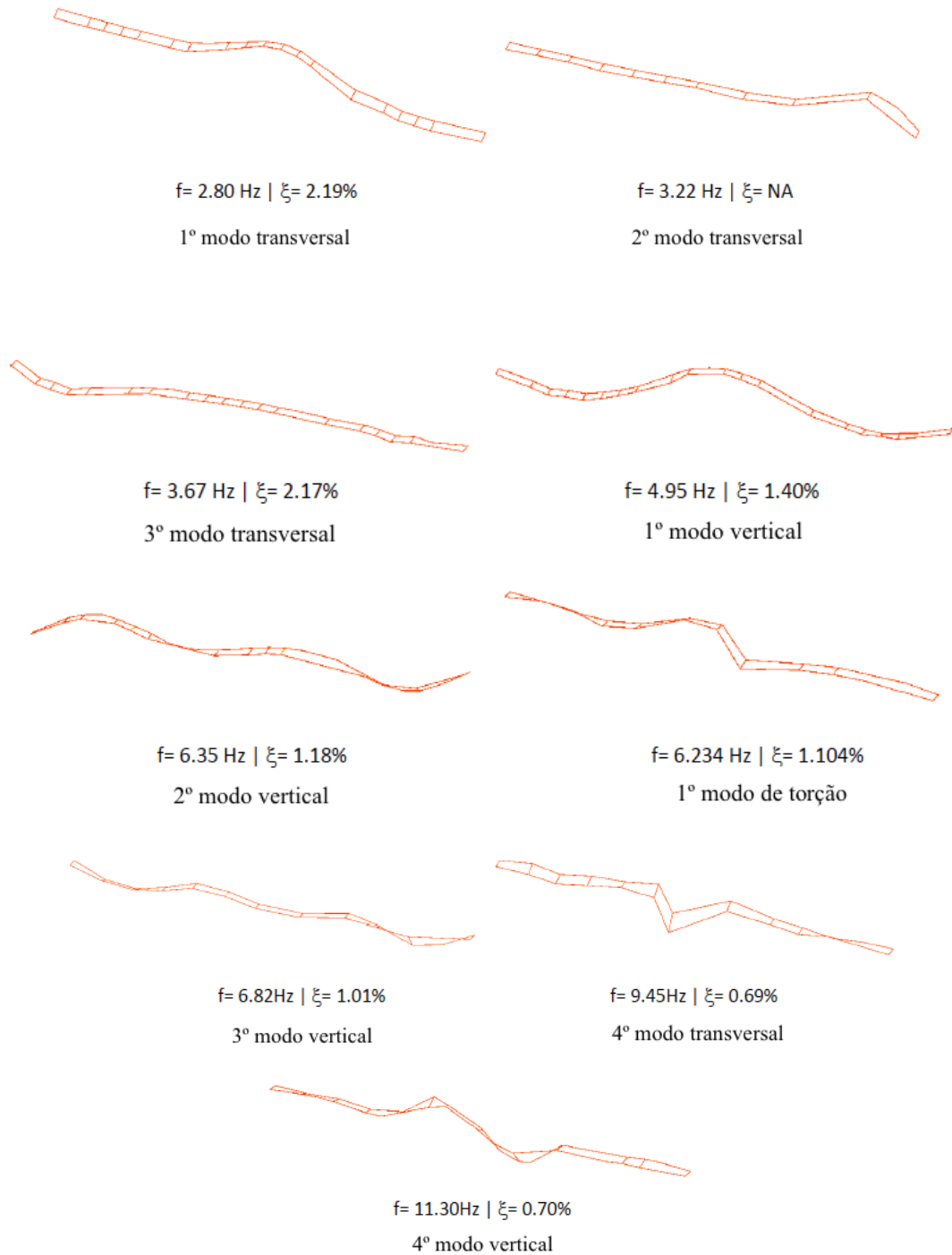


Figura 4.7 - Modos de vibração experimentais (adaptado Oliveira, 2017).

4.6. EMPARELHAMENTO DE MODOS

O emparelhamento de modos consiste no estabelecimento de correspondência entre modos de vibração numéricos e experimentais. Outrora, a relação entre dados numéricos e experimentais era levada a cabo mediante uma operação de verificação de ortogonalidade entre vetores modais – multiplicação dos dados experimentais por vetores numéricos e pela matriz de massa da estrutura, existindo correspondência entre modos se o valor resultante é diferente de zero (Horas, 2011). Esta técnica, embora seja a base do emparelhamento de modos dos métodos da atualidade, trazia muitos erros associados. Atualmente, existem técnicas melhoradas em que estes erros se encontram dizimados, entre estas salientam: i) O critério da garantia modal (Parâmetro MAC); e ii) critério baseado na energia de deformação (Parâmetro EMAC).

4.6.1 CRITÉRIO DE GARANTIA MODAL (MAC)

O critério de garantia modal (MAC- ‘*Modal Assurance Criterion*’) (Allemang, 2003; Brehm, 2011; Ewins, 2000a; Magalhães, 2003; Ribeiro, 2012) permite a obtenção de uma medida do desvio médio quadrático entre vetores numéricos e experimentais relativamente à reta de correlação linear dos vetores mediante a expressão (4.10):

$$MAC_{ij} = \frac{\left(\mathbf{f}_i^T \mathbf{f}_j \right)^2}{\left(\mathbf{f}_i^T \mathbf{f}_i \right) \left(\mathbf{f}_j^T \mathbf{f}_j \right)} \quad (4.10)$$

em que $\mathbf{f}_j$ é o vetor numérico do modo j (contém os graus de liberdade extraídos experimentalmente), $\mathbf{f}_i$ é o vetor do modo experimental i .

Quando o resultado da expressão (4.10) é nulo, significa que os modos são linearmente independentes, ou seja, não existe correspondência alguma entre modos. Quando é igual a 1 implica que os modos são coincidentes devido a que existe uma perfeita correlação entre estes. Em termos gerais, valores superiores a 0,8 indicam boa correlação entre vetores; em contrapartida, valores inferiores a 0,2 indicam uma correlação inexistente entre modos. Convém salientar que num emparelhamento de modos, o modo experimental corresponde a um determinado modo numérico se o valor MAC associado ao modo experimental é o mais elevado.

Uma das vantagens mais importantes deste critério reside no facto de: i) não necessitar dados experimentais de todos os graus de liberdade da estrutura; ii) não depender da normalização da forma dos modos (Brehm et al., 2010; Morales, 2005; Ribeiro, 2012). Enquanto às limitações deste critério se pode mencionar que é frequente a existência de falhas relacionadas à falta de informação experimental (Brehm, 2011), para além da ineficiência no planeamento dos ensaios experimentais. O sucesso do critério está diretamente relacionado ao número e localização dos sensores na estrutura (Ribeiro, 2012).

Também, em certas situações existem diversas hipóteses de correspondência entre vetores modais numéricos e experimentais, resultando vários modos numéricos com valores do parâmetro MAC elevados, não sendo possível identificar o verdadeiro modo numérico correspondente. Para evidenciar o verdadeiro modo numérico se pode recorrer ao critério energético de garantia modal (EMAC).

4.6.2 CRITÉRIO ENERGÉTICO DE GARANTIA MODAL (EMAC)

O critério energético de garantia modal (EMAC- *Energy Modal Assurance Criterion*), desenvolvido por Brehm *et al* (2010), é puramente matemático e contorna falhas no processo de emparelhamento de modos ao relacionar informação física, proveniente dos ensaios dinâmicos, com informação da correlação matemática entre vetores modais, sendo assim conferida robustez a este critério. Resumidamente, este critério se baseia na determinação de energia de deformação dos vários modos de vibração de origem numérica.

Para que a massa modal resulte unitária, os vetores modais devem estar devidamente normalizados, permitindo assim as relações dinâmicas representadas pelas expressões (4.11) e (4.12):

$$\mathbf{f}_j^T \mathbf{M} \mathbf{f}_j = 1 \quad (4.11)$$

$$\mathbf{f}_j^T \mathbf{K} \mathbf{f}_j = \omega_j^2 \quad (4.12)$$

em que $\mathbf{f}_j$ é o vetor numérico do modo j ; $\mathbf{M}$ é a matriz de massa da estrutura, $\mathbf{K}$ é a matriz de rigidez da estrutura, ω_j^2 é o valor próprio de ordem j e o 1 representa o valor da massa modal.

Esta normalização permite o relacionamento com as energias de deformação provenientes dos modos de vibração obtidos no modelo numérico, resultando a energia total de deformação (MSE_j - *Modal Strain Energy*) associada a cada modo j igual a $\frac{1}{2} \omega_j^2$.

O vetor do modo j pode ser rearranjado (ver expressão 4.13) mediante a divisão dos graus de liberdade do modelo em n *clusters*. Cada *cluster* é um conjunto de graus de liberdade que têm uma sub-matriz de rigidez associada que relaciona as forças e os deslocamentos entre os graus de liberdade.

$$\phi_j^T = \begin{bmatrix} \phi_{j1}^T & \phi_{j2}^T & \cdots & \phi_{jn}^T \end{bmatrix}^T \quad (4.13)$$

A matriz de rigidez global resulta da assemblagem das diferentes sub-matrizes (K_{kl}) que relacionam os graus de liberdade dos *clusters*. (k e l podem ter valores iguais a 1,2, ..., n , em que n o número total de *clusters*)

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \cdots & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & \cdots & K_{nn} \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

A sub-matriz de rigidez K_{kl} relaciona os deslocamentos dos graus de liberdade do *cluster* l às reações do *cluster* k .

A determinação da energia de deformação modal (MSE - *Modal Strain Energy*) para o modo j associado ao *cluster* k é dada pela expressão (4.15), enquanto que a determinação da energia de deformação total do modo de vibração j é dada pela expressão (4.16)

$$\text{MSE}_{jk} = \frac{1}{2} \mathbf{a}^g \mathbf{f}_{jk}^T \mathbf{K}_{kl} \mathbf{f}_{jl} \quad (4.15)$$

$$\text{MSE}_j = \frac{1}{2} \mathbf{a}^g \mathbf{a}^g \mathbf{f}_{jk}^T \mathbf{K}_{kl} \mathbf{f}_{jl} = \frac{1}{2} \mathbf{f}_j^T \mathbf{K} \mathbf{f}_j = \frac{1}{2} \omega_j^2 \quad (4.16)$$

em que f_{jk}^T é a matriz de informação modal numérica do modo j , correspondente ao *cluster* k , e f_{jl} é a matriz de informação modal numérica do modo j , correspondente ao *cluster* l .

Tendo em conta que este critério permite o cálculo das energias de deformação para determinado modo, associado a cada *cluster*, permitindo assim o cálculo de energia de deformação total para o modo em questão, se pode deduzir a energia relativa de deformação para cada *cluster* através da expressão (4.17):

$$\Pi_{jk} = \frac{MSE_{jk}}{MSE_j} = \frac{\sum_{l=1}^n \phi_{jk} K_{kl} \phi_{jl}}{\phi_j^T K \phi_j} = \frac{\sum_{l=1}^n \phi_{jk} K_{kl} \phi_{jl}}{w_j^2} \quad (4.17)$$

Como referido em 4.6.1, nos casos em que o parâmetro MAC não logra evidenciar o modo numérico que verdadeiramente corresponde ao modo experimental, devido ao excesso de modos numéricos com valor MAC elevado, pondo assim em causa a eficiência do critério de garantia modal, o critério energético consegue solucionar este problema através da relação numérica representada na expressão (4.18).

$$EMAC_{ijk} = \prod_{jk} MAC_{ij} \quad (4.18)$$

A multiplicação dos diferentes valores do parâmetro MAC pelas energias de deformação dos modos numéricos associados a um determinado *cluster* k permite a redução de todos os valores MAC indevidamente elevados para o emparelhamento com o modo experimental i , deixando assim em evidência o verdadeiro modo numérico correspondente e solucionando erros do critério de garantia modal.

4.7 OTIMIZAÇÃO

O processo de otimização consiste num processo iterativo em que mediante o estabelecimento de uma função objetivo e um algoritmo de otimização se pretendem encontrar os parâmetros que reduzam as diferenças entre os termos experimentais e numéricos que concebem a função objetivo (Ribeiro, 2012). O processo iterativo continua até ser atingida uma convergência previamente estabelecida, sendo que quando dito processo para, o(s) parâmetro(s) resultante(s) se denomina(m) como otimizado(s).

Existe a necessidade de otimizar os parâmetros numéricos com base nos experimentais devido a que os que são assumidos inicialmente, habitualmente, se encontram sujeitos a erros e incertezas, geralmente associadas à variabilidade das propriedades geométricas e os modelos de comportamento (Horas, 2011), o que atribui ao modelo numérico inicial características irrealistas, sendo portanto o seu comportamento dinâmico não correspondente ao comportamento real da estrutura. De modo a corrigir estas características iniciais da estrutura, são extraídos dados experimentais, representantes do comportamento dinâmico real da estrutura, para assim aproximar os dados numéricos aos experimentais, ficando o modelo numérico otimizado, i.e., com comportamento semelhante ao real.

4.7.1 FUNÇÃO OBJETIVO

A função objetivo (f) é dada pelo somatório das diferenças resultantes entre os parâmetros modais numéricos (R) e experimentais (R'), também esta diferença podendo ser denominada por ‘resíduo’ (r). A função objetivo se encontra representada na expressão (4.19) e a sua função no processo de otimização consiste na avaliação de aptidão dos parâmetros numéricos analisados.

$$f(P) = \sum_{i=1}^n |R_i(P) - R_i| = \sum_{i=1}^n |r_i(P)| \quad (4.19)$$

Nesta expressão n é o número total de modos de vibração e P é o conjunto de parâmetros numéricos.

Os parâmetros modais que podem ser incluídos na função objetivo são as frequências naturais, os modos de vibração, as deformações modais e as curvaturas modais, no entanto os mais utilizados são as frequências e os modos de vibração. Convém salientar que entre estes dois parâmetros, o primeiro é experimentalmente obtido com mais precisão do que o segundo. Também as frequências de vibração são mais sensíveis às variações de rigidez, enquanto que os modos são mais sensíveis a fenômenos locais, devido a que estes são de grandeza espacial, sendo assim úteis na determinação de parâmetros locais numéricos.

4.7.2 ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO

Considerando que determinado problema é caracterizado por uma função com uma determinada quantidade de mínimos locais e um mínimo global, a resolução do problema consiste em encontrar o mínimo global sem ficar estancado num mínimo local, devido a que encontrar o mínimo global representa encontrar a solução ótima do problema. Existem dois tipos de algoritmos de otimização: i) locais; ii) globais. No primeiro, o usuário define um ponto de partida para o algoritmo, este encontra o mínimo relativo mais próximo do ponto de partida; enquanto que o segundo tem a faculdade de não ficar preso num só mínimo, o que lhe permite procurar o mínimo global (Ribeiro, 2012).

Os algoritmos globais avaliam a função objetivo em vários pontos diferentes, agravando assim a morosidade do processo. Fazem parte deste tipo de algoritmos os evolutivos, que englobam aos algoritmos genéticos, sendo esta a técnica a implementar no processo de otimização deste trabalho.

4.7.2.1. Algoritmos evolutivos

Os algoritmos evolutivos consistem em metodologias de otimização estocásticas nas quais é imitado o processo envolvido na evolução natural das espécies, regido pelo princípio de supervivência do mais apto (Ribeiro, 2012). No contexto de um problema de otimização de parâmetros, os indivíduos mais aptos são aqueles cujo conjunto de parâmetros mais se assemelham ao conjunto de parâmetros experimentais da estrutura em questão. O grau de aptidão de cada indivíduo é aferido pela função objetivo, e é de esperar que ao longo do processo iterativo de otimização os indivíduos de cada geração tenham cada vez um maior grau de aptidão, reduzindo assim os resíduos da função objetivo, continuando sucessivamente o processo até que o mínimo global (solução ótima do problema) da função seja descoberto.

Entre os algoritmos evolutivos se encontram: i) as estratégias evolutivas (Schwefel, 1981); ii) algoritmo genético (Holland, 1975). A principal diferença entre ambos consiste na metodologia de introdução de variabilidade genética nos indivíduos que integram a população de cada geração. A metodologia de introdução de variabilidade nas estratégias evolutivas consiste unicamente na mutação dos genes correspondentes aos indivíduos de uma população, enquanto que no algoritmo genético a metodologia consiste no cruzamento de genes dos indivíduos da população, o que lhe confere mais robustez em relação às estratégias evolutivas.

4.8 ALGORITMO GENÉTICO

As bases do fundamento dos algoritmos genéticos residem na versão atualizada da Teoria de Darwin (Marwala, 2010; OptiSLang, 2008; Yu and Gen, 2010; Ribeiro, 2012), a teoria neodarwinista. Darwin concluiu que as espécies eram selecionadas pelo ambiente – seleção natural – mas não conseguiu explicar a origem do aparecimento de novas características fenotípicas em indivíduos pertencentes a novas gerações. O neodarwinismo indica que as mutações genéticas são a causa do aparecimento destas novas características, considerando assim às mutações como um operador genético.

Na natureza, numa população de determinada espécie, cada indivíduo possui um conjunto de genes, sendo grande partes destes comuns a todos os indivíduos da espécie, mas também tendo alguns genes que dificilmente são encontrados noutros indivíduos da mesma espécie, fazendo com que cada indivíduo tenha uma configuração única de genes. Estando a população em determinado ambiente, há certos indivíduos dentro da totalidade da população cuja configuração genética lhes confere um maior grau de aptidão relativamente ao ambiente em comparação ao resto da população, sendo estes os que têm maior probabilidade de se reproduzirem. Deste modo, as futuras gerações herdam o material genético dos indivíduos mais aptos das gerações passadas.

Segundo a teoria neodarwiniana, o processo de atribuição de genes a cada indivíduo envolve a intervenção de operadores genéticos que permitem que seja garantida: i) a perpetuação dos genes mais aptos - cruzamento genético entre os indivíduos mais aptos; e ii) a diversidade genética - mutações genéticas - ao longo das sucessivas gerações.

Analogamente, o algoritmo genético implementado no programa OptiSLang, permite a criação de gerações com um determinado número de indivíduos (ou amostras), tendo cada um destes um conjunto de parâmetros (genes) que os caracterizam. O processo computacional de otimização trata os parâmetros numéricos tal como os operadores genéticos tratam os genes no processo de recombinação genética no âmbito da biologia. Com a ajuda de operadores genéticos (computacionais), são sucessivamente escolhidos os indivíduos cujo conjunto de parâmetros são avaliados pela função objetivo como aqueles que conferem aos indivíduos maior grau de aptidão, de modo a que as gerações futuras tenham sucessivamente um maior grau de aptidão, reduzindo progressivamente os resíduos da função objetivo.

4.8.1 METODOLOGIA

A metodologia pela qual os algoritmos genéticos se regem num problema de otimização pode ser representada por um fluxograma (ver Figura 4.8)

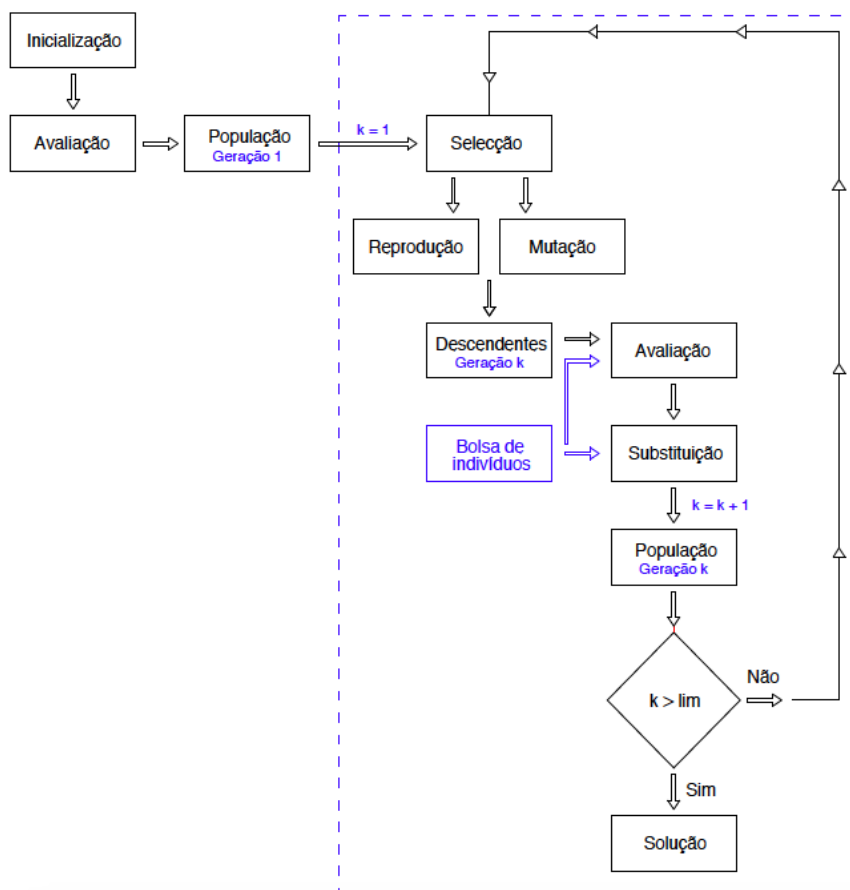


Figura 4.8 - Fluxograma de um algoritmo genético (adaptado Ribeiro, 2012).

O processo começa na inicialização, que consiste na geração aleatória de m indivíduos que constituem a totalidade de opções para constituir a população inicial (geração 1). Para selecionar os indivíduos e constituir a geração 1, os m indivíduos serão avaliados por uma função de aptidão. Esta atribui um valor entre 0 e 1 dependendo do grau de aptidão do indivíduo em relação ao problema em questão (equiparado ao ambiente, no âmbito da biologia), sendo que o valor 0 implica que o indivíduo não tem qualquer aptidão e o valor 1 o oposto. Evitando os indivíduos com menores valores atribuídos pela função aptidão, a geração 1 fica concebida por m' indivíduos que têm os maiores valores de aptidão.

Convém salientar que o tamanho da população é relevante, se é demasiado pequena se corre o risco de não abranger devidamente o espaço de variáveis, por outro lado, se é demasiado grande implica um custo computacional significativo (Ribeiro, 2012).

A partir da geração 1 o algoritmo produzirá novas gerações iterativamente recorrendo a 4 operadores básicos: seleção, reprodução, mutação e substituição. Os operadores genéticos são os responsáveis pela metamorfose das gerações ao longo do processo de otimização, fazendo com que as populações se diversifiquem, mas mantenham as boas aptidões herdadas por gerações anteriores. A seguir será descrito passo por passo a função de cada dos operadores genéticos:

- **Seleção:** seleciona I indivíduos reprodutores ($I < m'$), sendo assim o responsável pela preservação das boas características ao longo das sucessivas gerações. O processo de seleção pode ser realizado numa metodologia baseada em ordenação ou numa metodologia estocástica (Ribeiro, 2012).

- Reprodução: responsável pelo cruzamento genético (crossover) dos reprodutores, originando dois novos indivíduos. Garante a propagação das características dos indivíduos consideradas como mais aptas, contribuindo para a diversidade da população.
- Mutação: modifica arbitrariamente um ou mais genes pertencentes a um indivíduo, o que implica um aumento de níveis de diversidade genética, o que permite evitar convergências em mínimos locais. Numa fase inicial evita o estancamento da população, numa fase final permite o refinamento da solução (Marwala, 2010; Ribeiro, 2012)
- Substituição: Os indivíduos de maior aptidão de cada geração, denominados por elite, são incluídos numa bolsa de indivíduos. É realizada a substituição dos descendentes da atual geração por indivíduos pertencentes à elite. Entre estes dois grupos mencionados, são selecionados os melhores m' indivíduos que completarão a população da futura geração. As elites possibilitam que os indivíduos mais aptos que não foram selecionados para reprodução sejam preservados.

5

CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DO MODELO DINÂMICO USANDO ALGORITMO GENÉTICO

5.1. INTRODUÇÃO AO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO NO PROGRAMA DE OTIMIZAÇÃO PARAMÉTRICA: OPTISLANG

5.1.1 CONFIGURAÇÃO DO PROGRAMA

Numa etapa inicial, para iniciar o processo de otimização paramétrica, no programa de otimização OptiSLang se configura um fluxo de trabalho automatizado no qual os programas ANSYS e MATLAB se encontram envolvidos com o objetivo de calcular as propriedades paramétricas de diversas amostras, geradas pelo próprio OptiSLang. Desde este se ativa o programa computacional MATLAB por meio de um comando que convoca dita aplicação ao ciclo de cálculos por meio da linha de comandos do computador, onde por sua vez o MATLAB abre o programa de elementos finitos ANSYS em modo *batch*, onde se encontra o modelo numérico da estrutura. De este último programa se obtêm conjuntos paramétricos numéricos que são utilizados em análises modais levadas a cabo no MATLAB, de onde se obtêm os parâmetros modais numéricos, denominados por resposta numérica – modos de vibração (avaliados pelo parâmetro MAC) e frequências naturais – usados posteriormente na otimização paramétrica.

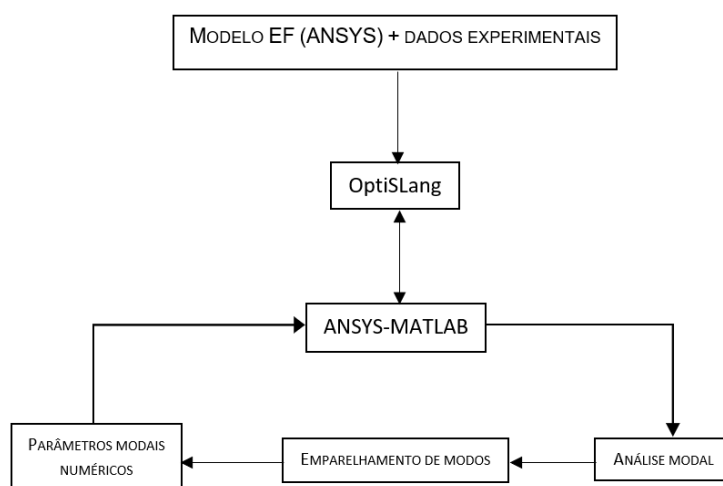


Figura 5.1 - Fluxo de trabalhos automatizados inerente ao processo de otimização desenvolvido no OptiSLang.

Nesta etapa inicial, no diretório que o programa OptiSLang dispõe (ver Figura 5.2), se configuram os ficheiros requeridos para completar o fluxo automatizado, consistindo estes nos dados experimentais (nomeadamente as frequências naturais obtidas através do ensaio de vibração ambiental), o modelo da estrutura presente no software ANSYS, a função de correlação de variáveis desenvolvida no programa MATLAB, o ficheiro em formato APDL que permite a obtenção dos conjuntos paramétricos a partir do modelo da estrutura no ANSYS; para além do ficheiro que permite abrir o programa ANSYS em modo *batch* e permite estabelecer o fluxo entre programas (ver Figura 5.3).

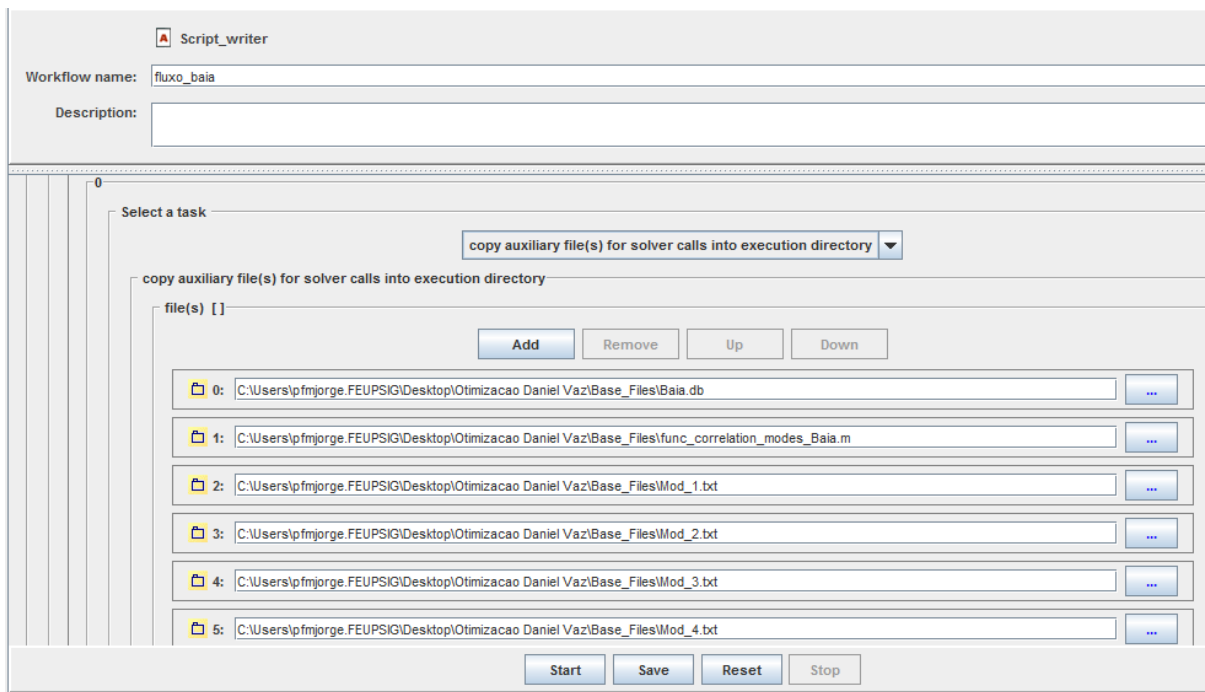


Figura 5.2 - Diretório configurador do fluxo de trabalhos no OptiSLang.

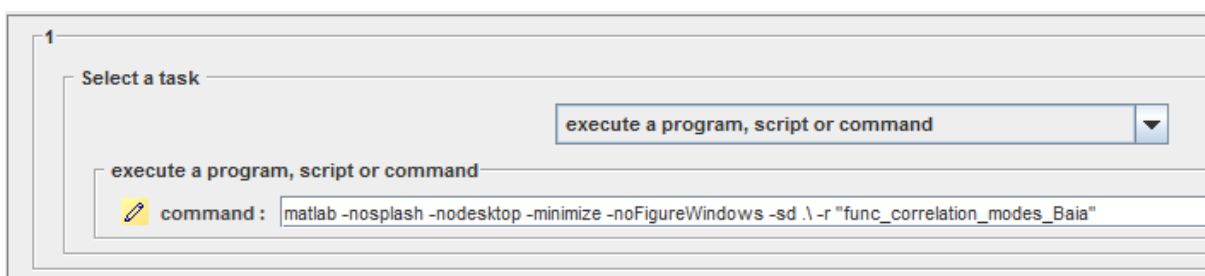


Figura 5.3 - Linha de comando que executa o MATLAB.

5.1.2 INICIAÇÃO DO PROCESSO DE OTIMIZAÇÃO

5.1.2.1 Análise de sensibilidade e Otimização paramétrica

Depois de estarem os ficheiros devidamente configurados, de modo a iniciar o processo de otimização, é realizada uma análise de sensibilidade no programa OptiSLang, que requiere uma parametrização prévia do problema, onde se definem os parâmetros a otimizar e os seus intervalos de variação; para além da definição da função objetivo referida em (4.7.1) nos diálogos do programa OptiSLang (ver Figura 5.4 - b)). A análise de sensibilidade consiste numa geração aleatória de amostras, através da

aplicação da técnica de amostragem estratificada que é o Hipercubo Latino no OptiSLang (4.2.3.1) como mostra a Figura 5.4 - a), tendo cada uma das amostras valores paramétricos diferentes e dentro dos intervalos de variação previamente definidos, cobrindo deste modo todo o domínio do problema.

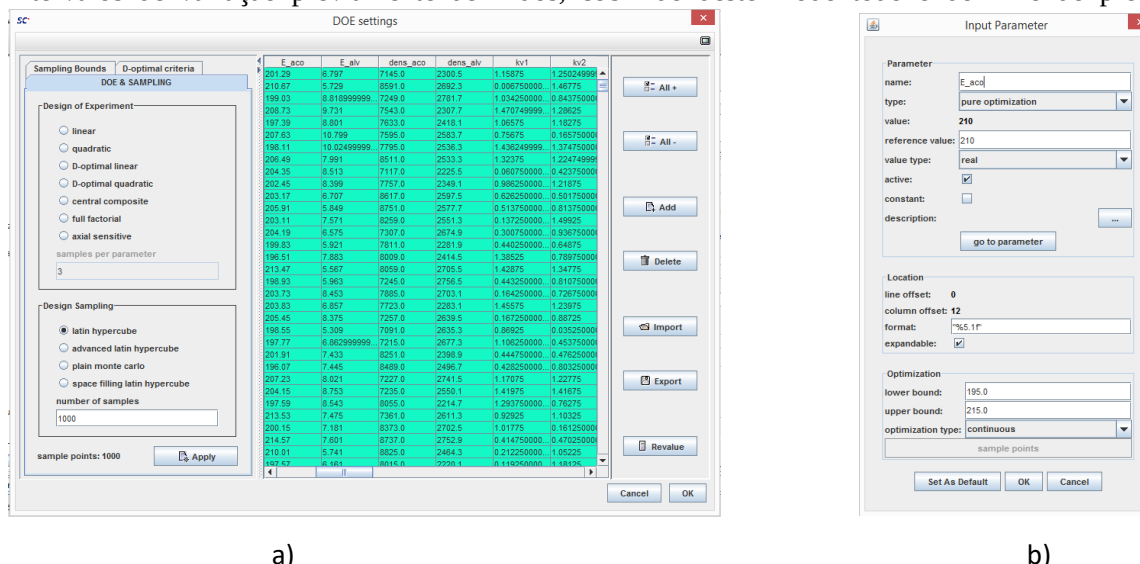


Figura 5.4 - a) Geração aleatória de variáveis dentro dos intervalos estabelecidos para cada parâmetro selecionado através da técnica de amostragem do Hipercubo Latino. b) Definição das propriedades definidoras do parâmetro numérico pertencente ao parâmetro $E_{\text{aço}}$ (módulo de deformabilidade do aço).

Os resultados da análise de sensibilidade permitem determinar quais os parâmetros que mais e menos influenciam a resposta numérica, sendo esta as frequências naturais e parâmetros MAC de cada modo de vibração, através do cálculo de coeficientes de correlação entre variáveis, que mostram a relação que existe entre parâmetros numéricos e as respostas do modelo. A importância desta análise se encontra na sua capacidade de evidenciar quais os parâmetros que não contribuem para o bom desempenho do processo de otimização, sendo estes aqueles que pouco influenciam a resposta numérica, devido a que um grande número de parâmetros numéricos a otimizar provoca uma diminuição da eficiência do processo de otimização.

Depois de se terem definidos os parâmetros numéricos a otimizar, se leva a cabo o processo de otimização paramétrica. O programa OptiSLang é o responsável por gerir esta operação, coordenando a utilização do ANSYS e MATLAB no decorrer do processo. A aplicação do algoritmo genético envolve a criação de uma determinada quantidade de indivíduos, ou amostras, em que para cada um deles é desencadeado um ciclo de cálculos coordenados entre o ANSYS e o MATLAB, como referido anteriormente. O cálculo envolvido para cada indivíduo se encontra dividido em três etapas: i) Execução do ciclo de coordenação entre ANSYS e MATLAB; ii) Determinação do valor da função objetivo; e iii) Iniciação do cálculo do indivíduo seguinte.

A seguir à conclusão dos cálculos de cada indivíduo pertencente a uma determinada população, o algoritmo genético gera uma nova população, para a qual serão sucessivamente repetidas as etapas envolvidas no processo de cálculo, como referido anteriormente. A coordenação ANSYS-MATLAB envolve um elevado grau de complexidade, pelo que se procederá a explicar mais detalhadamente as sub-tarefas realizadas em conjunto pelos programas em questão.

5.1.2.2 COORDENAÇÃO ANSYS-MATLAB

No programa de elementos finitos ANSYS se encontra o modelo numérico, ao qual se lhe realizam análises modais. Ditas análises podem ser resolvidas no próprio ANSYS, mas opta-se pela resolução destas análises por parte do MATLAB, porque deste modo se economiza tempo de cálculo e desgaste computacional. Assim, se resolve o problema de valores e vetores próprios e se realiza o procedimento de identificação modal no software MATLAB para cada indivíduo originado pelo algoritmo genético.

Após o emparelhamento de modos numéricos e experimentais, se obtêm dados que permitem a aplicação da função objetivo, definidora do problema de otimização, que permitem o desenvolvimento da aplicação do algoritmo genético. Esta fase de cálculo, própria da implementação da coordenação ANSYS-MATLAB, implica a passagem por várias etapas: i) Geração do modelo; ii) Atribuição das características de um indivíduo (ou uma amostra) ao modelo numérico; iii) Obtenção das matrizes de massa [M] e rigidez [K]; iv) resolução do problema de valores e vetores próprios; e v) identificação modal.

A primeira etapa, com recurso ao software de elementos finitos ANSYS, consiste unicamente na geração do modelo da estrutura em questão. Uma vez gerado o modelo, esta etapa finaliza de vez. O modelo só precisa de ser aberto uma única vez durante o decorrer das etapas em questão. A segunda etapa consiste no estabelecimento de o fluxo de trabalhos referido na Figura 5.1 que permite a alteração das características do modelo numérico, sendo o responsável desta tarefa o MATLAB, que abre o ANSYS em modo *batch* para nele executar um código em APDL que permite a alteração das características do modelo conforme o indivíduo gerado pelo algoritmo genético, de modo a obter as respetivas matrizes de massa [M] e rigidez [K].

A obtenção das matrizes do sistema estrutural dá licença ao programa MATLAB de resolver o problema de valores e vetores próprios, de onde se obtêm as frequências naturais e os modos de vibração do indivíduo em questão, completando assim a terceira etapa. A continuação, na etapa seguinte, se desenvolve o processo de identificação modal através da aplicação do critério de garantia modal que evidencia a existência de afinidades de comportamento entre o modelo numérico e a estrutura real, através da função objetivo e mediante a obtenção de uma matriz de correlação modal. Este ciclo de cálculos continua até o critério de paragem estabelecido para o algoritmo genético ser atingido.

5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

5.2.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Nas análises de sensibilidade realizadas, se realizou então a parametrização inicial do problema, definindo o valor inicial dos parâmetros, assim como os intervalos de variação de cada um destes. Inicialmente, para ter alguma sensibilidade sobre a relação entre os valores paramétricos e as respostas obtidas, os intervalos de variação atribuídos eram relativamente maiores aos apresentados em análises de sensibilidade futuras, nos quais se foram retirando sucessivamente os parâmetros menos significativos, como também aquelas respostas de valores indesejados que provocavam que a função objetivo tivesse um valor muito alto, o que indica que o problema está indevidamente parametrizado. A medida que o processo de ‘refinamento’ paramétrico foi sendo realizado, pôde ser observado que os valores do parâmetro MAC eram sucessivamente mais altos, as frequências numéricas começavam a aproximar-se das suas respetivas frequências experimentais, o que por consequência foi reduzindo o valor da função objetivo.

5.2.1.1 Parametrização: Valores paramétricos, intervalos de variação e a sua justificação.

Quadro 5.1 – Parametrização inicial.

Parâmetro a analisar	Valor inicial	Limite inferior	Limite superior	Unidades
E_aco	210	175	210	[GPa]
E_alv	10	9	15	[GPa]
dens_aco	7852.8	7000	9000	[kg/m ³]
dens_alv	2499.48	2000	4000	[kg/m ³]
E_enchimento	1	0.980	1.470	[GPa]
dens_enchimento	2303.8	2199.2	2438.5	[kg/m ³]
K_massa	1.00	0.85	1.15	Variável adimensional
KI1*	1.00	0.00	1.00	[GPa]
Kv1*	1.00	0.00	1.00	[GPa]
Kt1*	1.00	0.00	1.00	[GPa]
KI2*	1.00	0.00	1.00	[GPa]
Kv2*	1.00	0.00	1.00	[GPa]
Kt2*	1.00	0.00	1.00	[GPa]
*Variável discreta				

Os parâmetros considerados para uma análise de sensibilidade inicial são aqueles os que, segundo a sensibilidade obtida durante o percurso académico, podem condicionar mais o comportamento dinâmico da ponte. Sabemos que o módulo de deformabilidade ao estar associado a uma determinada inércia é diretamente proporcional à frequência natural de vibração da estrutura. Também sabemos que a massa é inversamente proporcional a esta frequência, pelo que os parâmetros que se encontram relacionados com estas grandezas - módulos de deformabilidade e densidades dos materiais presentes na estrutura - devem ser incluídos na análise de sensibilidade inicial.

Ao observar os limites do Quadro 5.1 podemos observar que existem certos limites cujos valores não parecem muito convencionais, como é o caso do limite inferior do módulo de deformabilidade do aço (175 GPa). A justificação para este valor está num artigo divulgado por Patrício (2018) no qual se estudam os aços antigos usados em pontes metálicas portuguesas, incidindo o estudo nos aços manufaturados aproximadamente entre os anos 1897 e 1965. Para os aços manufaturados entre 1897 e 1929, ou seja, muito provavelmente usados na construção do viaduto ferroviário da Baía, o módulo de deformabilidade destes é em média de 191720 MPa, e com base na totalidade do número de ensaios realizados, se deduziu o respetivo desvio padrão, sendo este igual a 16500 MPa. Sabendo isto, podemos deduzir que o módulo de deformabilidade do aço pode chegar a ter um valor mínimo de aproximadamente 175220 MPa (valor resultante da subtração do desvio padrão à média do valor de deformabilidade do referido aço). Arredondando valores, o limite mínimo considerado para o módulo de deformabilidade adotado foi de 175 GPa.

A partir da Figura 5.5 fica em evidência quais os elementos afetados pelos parâmetros de densidade do aço (dens_aço) e pelo fator das massas localizadas (K_massa). As barras a cor preta pertencem ao elemento finito de viga (BEAM44), sendo todos estes elementos (menos os contraventamentos horizontais superiores e inferiores) afetados pelo parâmetro numérico 'dens_aço'. Os asteriscos amarelos representam as massas não-estruturais localizadas – carris, goussets superiores e inferiores, outras chapas e contraventamentos horizontais – que pertencem ao elemento finito de massa (MASS21) e são afetadas pelo parâmetro numérico 'K_massa'. A consideração da variação destas massas localizadas é pertinente devido ao facto de estas não serem uniformemente distribuídas ao longo do viaduto, como é o caso dos rebites, por exemplo, o que pode influenciar no comportamento dinâmico do modelo.

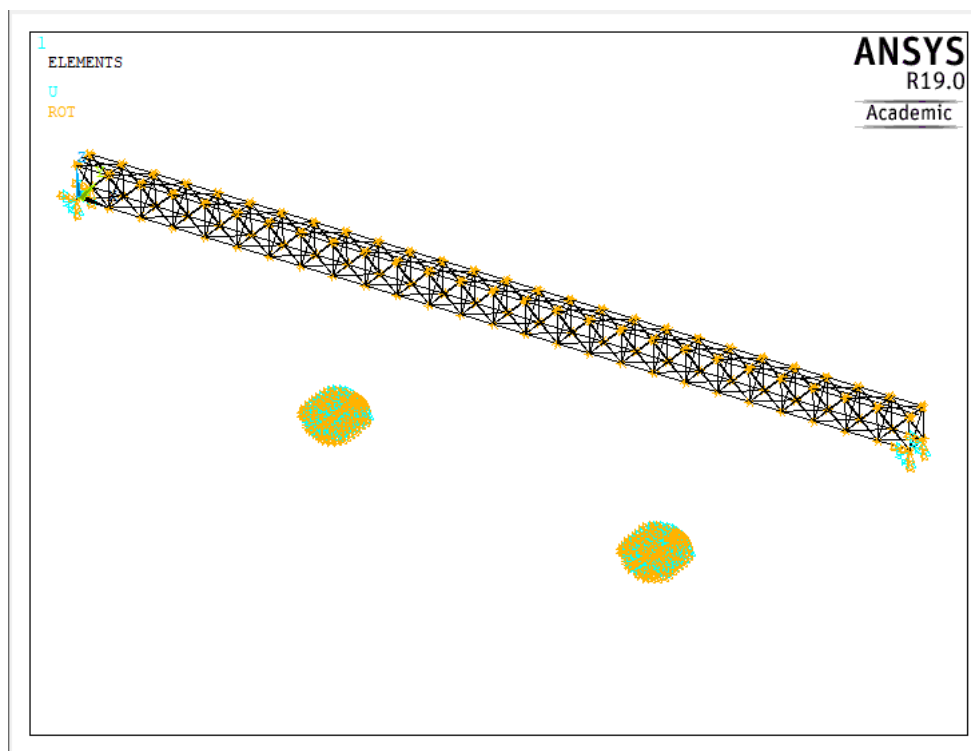


Figura 5.5 – Elementos de viga representados pelas linhas a preto e elementos de massa (localizada) representados pelos asteriscos amarelos.

Os restantes elementos representados pelo elemento finito de massa (MASS21), que se podem observar na Figura 5.6 através dos asteriscos amarelos, incluem os guarda-corpos superiores e inferiores, os passadiços superiores e inferiores e os rebites. Estes se encontram uniformemente distribuídos ao longo do desenvolvimento da ponte. Sendo que o aço destes muito provavelmente têm as mesmas características do aço dos elementos estruturais e tendo em conta que não existe um parâmetro numérico que tenha em conta a variação da sua densidade, estes são indiretamente englobados pelo parâmetro dens_aço, daí o limite superior para este parâmetro ser tão elevado (9000 kg/m^3). Também é necessário ter em conta que os aços manufacturados a início de século têm a tendência a serem mais densos que os manufacturados atualmente devido que estes possuem uma menor concentração de carbono, elemento químico que lhe confere a liga metálica menor densidade e maior rigidez. A liga ferro-carbono (aço) começou a ser gradualmente mais utilizada a partir do século XIX, substituindo assim ao ferro, devido às melhorias que trazia a nível mecânico (Patrício, 2018).

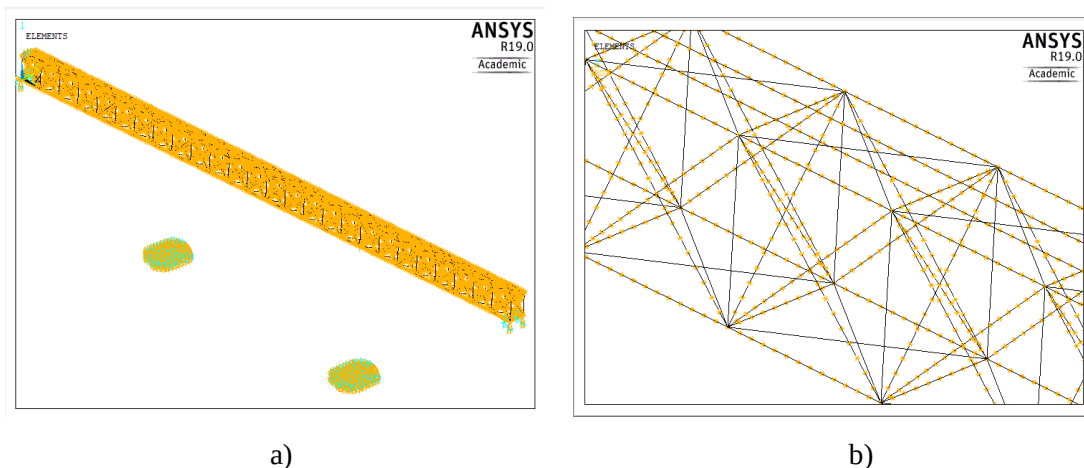


Figura 5.6 – a) Vista global da localização das massas não estruturais com distribuição uniforme ao longo do viaduto; b) 'Zoom in'.

Outros parâmetros que sabemos podem incidir diretamente no comportamento da ponte são as rigidezes associadas às condições de apoio da estrutura, pelo que foram considerados também para a análise de sensibilidade as rigidezes na direção vertical, longitudinal e transversal das ligações entre os pilares centrais e a estrutura. Para melhor entender o que se adequa melhor ao modelo, ou seja, se os apoios ficam numericamente fixos ou livres, foi considerada uma variável discreta entre os valores 0 e 1 [GPa] para os parâmetros de rigidez dos aparelhos de apoio pertencentes aos pilares 1 e 2 (K_v , K_h , K_l), sendo que 0 implica que os apoios estão livres e 1 implica que os apoios estão fixos, na direção considerada.

Os resultados desta se encontram a continuação na Figura 5.7.

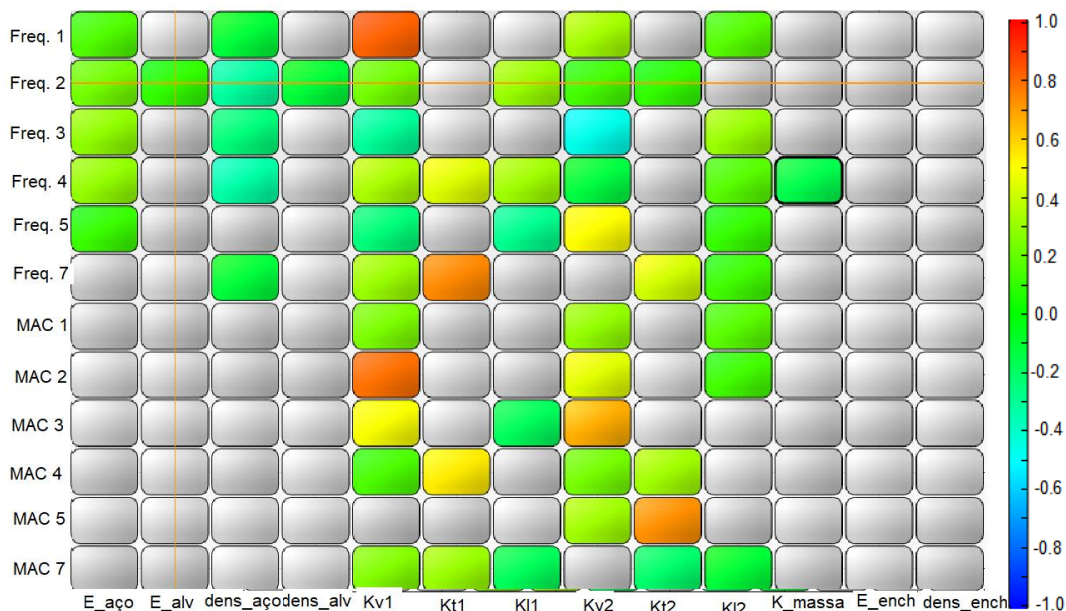


Figura 5.6 – Matriz dos coeficientes de correlação de Spearman.

Após a seleção dos parâmetros pertinentes a partir dos resultados obtidos em análises de sensibilidade como o exemplificado na Figura 5.7, foi realizada uma análise de sensibilidade posterior, onde só foram incluídos os parâmetros selecionados para otimizar. Na Figura 5.8 se podem observar os resultados desta. Na Figura 5.9 se pode apreciar o gráfico de Anthill relativo a um dos resultados com maior

correlação. A razão pela qual os parâmetros responsáveis pelas rigidezes dos aparelhos de apoio (Kv1, Kt1, Kl1, Kv2, Kt2, Kl2) se encontram excluídos da última análise de sensibilidade está explicado em 5.3.1.1.

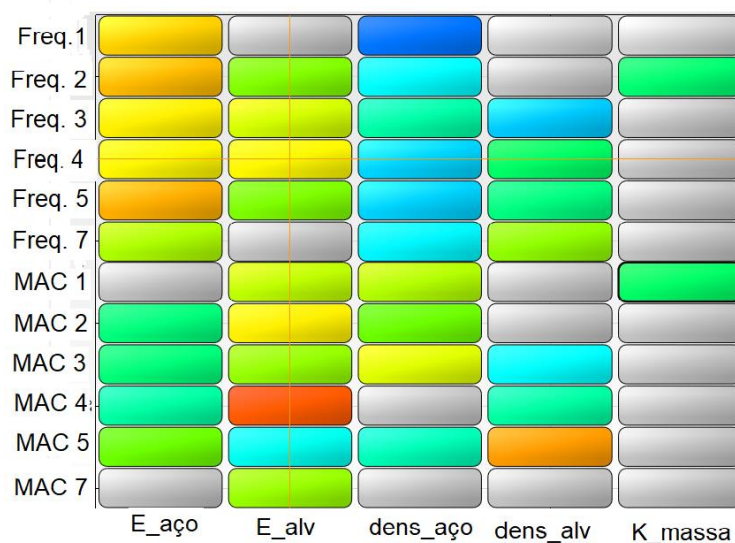


Figura 5.7 – Matriz dos coeficientes de correlação Spearman dos parâmetros seleccionados para a otimização.

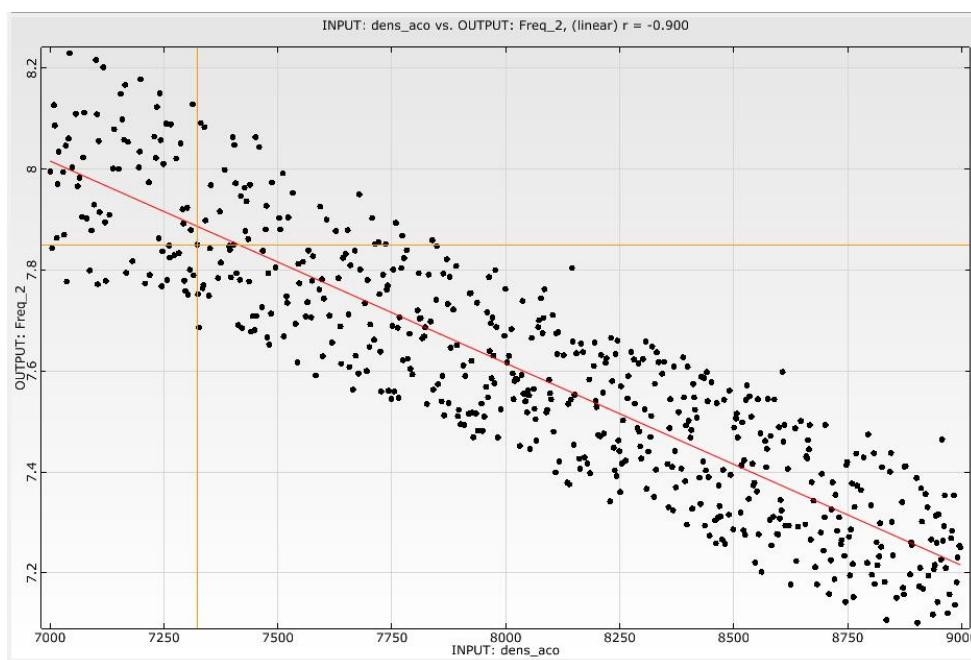


Figura 5.8 - Gráfico de Anthill da densidade do aço.

Este gráfico é um bom exemplo de uma muito boa correlação entre duas variáveis. Fica explicitamente demonstrado que quanto maior for a densidade do aço, menor será a frequência de vibração para o segundo modo de vibração. Quando o aumento de uma variável implica a redução da outra, se diz que têm uma correlação negativa. Neste caso a correlação é de $r=-0.900$.

A medida que as análises de sensibilidade foram sendo realizadas, foi sendo observado que certas respostas numéricas tinham resultados relativamente baixos em relação aos seus homólogos, sendo o

caso dos pares (Frequência; Parâmetro MAC) de respostas 6, 8 e 9. Para não comprometer o bom desempenho do algoritmo genético estes pares referidos de resposta foram excluídos.

5.3.1 OTIMIZAÇÃO PARAMÉTRICA.

Tendo em conta os parâmetros escolhidos para a otimização paramétrica, os restantes ficaram com os seus respetivos valores iniciais. Para começar a otimização paramétrica, é necessário ter a parametrização devidamente preparada (valores iniciais e intervalos de variação) e configurar adequadamente o algoritmo genético. Para inicializar a configuração se deve definir o número inicial de indivíduos que cada geração vai ter e o número de gerações a produzir; a seguir, em termos de seleção de indivíduos, se definem o número de elites por geração, número de substituições por geração, a taxa de cruzamento e a pressão de seleção; em termos de mutação se seleciona a taxa de mutação que será implementada no processo de otimização.

No Quadro 5.2 se especificam os valores usados nesta configuração.

Quadro 5.2 – Configuração do algoritmo genético

Inicialização	Seleção	Mutação
Tamanho da população: 30	Nº elites: 1	Taxa de mutação: 10%
Número de gerações: 30	Nº substituições: 1	
	Taxa de cruzamento: 50%	
	Pressão de seleção: 90%	

5.3.1.1 Resultados do algoritmo genético

As otimizações iniciais desenvolvidas – para testar o desempenho de certos parâmetros que podem chegar a ser pertinentes ou não, independentemente dos resultados obtidos na análise de sensibilidade - demonstraram que as considerações dos parâmetros relativos às rigidezes dos apoios não contribuem à redução da função objetivo, pelo que foram excluídas dos futuros processos de otimização. Convém então salientar que todas as rigidezes relativas aos aparelhos de apoio de ambos os pilares (kv1, kt1, kl1, kv2, kt2 e kl2) ficaram com um valor fixado relativamente alto (1 GPa), o que pode ser justificado pelo facto de que, na realização do ensaio de vibração ambiental, as forças provenientes do ambiente não têm a intensidade suficiente para vencer o atrito existente entre o aparelho de apoio e a estrutura, nomeadamente nas direções transversais e longitudinais do mesmo, pelo que se considera numericamente que ambos estão fixos nas três direções.

Os resultados do algoritmo genético revelam factos interessantes sobre a constituição da ponte. Na Figura 5.10 pode-se observar que o valor da função objetivo daquelas amostras situadas no fundo da imagem vai sendo gradual e linearmente reduzido, o que evidencia o sucesso do algoritmo genético. Ao examinar a tendência dos valores que os parâmetros numéricos destas amostras em questão (as melhores amostras), pode-se observar que: i) o valor correspondente ao módulo de elasticidade do aço ($E_{aço}$) tende a diminuir significativamente; ii) a densidade do aço ($dens_{aço}$) tende a aumentar consideravelmente; iii) o parâmetro responsável pela majoração das massas não-estruturais localizadas (K_{massa}) rapidamente converge para o limite máximo; iv) a módulo de deformabilidade da alvenaria convergiu gradualmente para o seu limite máximo estabelecido, tal como aconteceu com o parâmetro responsável pela densidade da alvenaria.

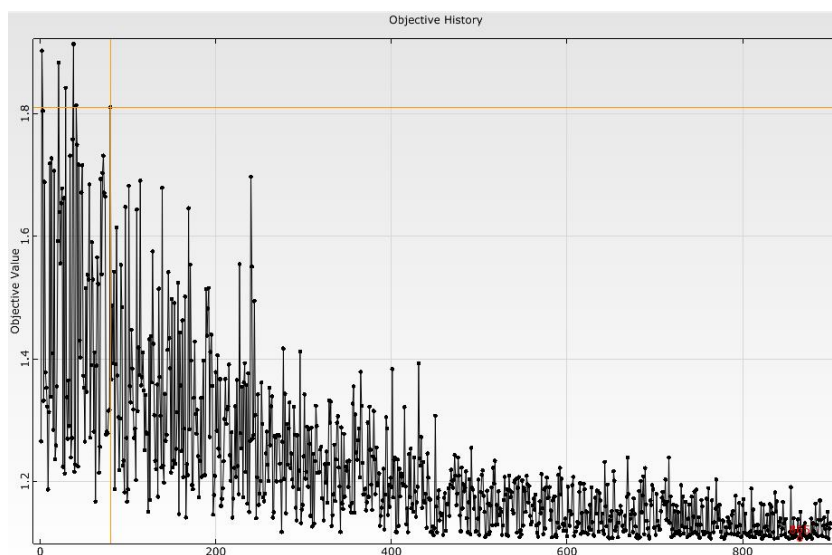


Figura 5.9 - Valores da função objetivo das amostras.

Enquanto à densidade do aço, a tendência referida anteriormente nos indica que o aço presente no viaduto ferroviário é mais pesado e menos rígido, em comparação com os aços atuais. Isto é uma característica de aços usados outrora, em que os aços tinham uma menor concentração de carbono, o que implica que este seria menos rígido e mais pesado (Patrício, 2018). Também, considerando que este parâmetro engloba indiretamente a variação das massas não estruturais uniformemente distribuídas ao longo do viaduto, não é inesperado que o valor obtido seja consideravelmente acima da média.

Os valores relativos à densidade e módulo de elasticidade alvenaria denotam ser consideravelmente superiores ao esperado. Tendo em consideração que não foi possível consultar os documentos originais da ponte, e que os parâmetros relativos aos pilares centrais envolvem diversos fatores alheios – por exemplo: desconhecimento das características material de enchimento, tal como acontece com as características das fundações dos pilares – são fatores que podem justificar a falta de precisão do algoritmo genético em relação aos valores característicos para os parâmetros em questão.

O fator corretivo das massas não-estruturais localizadas (K_{massa}) também tende a ser superior à unidade, pelo que se pode deduzir que as massas não-estruturais localizadas têm uma influência no comportamento dinâmico da estrutura.

No Quadro 5.3 se podem observar os parâmetros numéricos com os seus respetivos valores otimizados

Quadro 5.3 - Valores resultantes da otimização paramétrica através da utilização do algoritmo genético

Parâmetro	Valor inicial	Valor final	Unidades
$E_{\text{aço}}$	210	175,7	GPa
$\text{dens}_{\text{aço}}$	7852,8 kg/m ³	8505,9 kg/m ³	Kg/m ³
E_{alv}	10	15	GPa
dens_{alv}	2499,48 kg/m ³	3855,9 kg/m ³	Kg/m ³
K_{massa}	1.00	1.14	adimensional

A amostra com menor valor de função objetivo tem os seguintes valores para as frequências e parâmetro MAC.

Quadro 5.4 - Resultados da melhor amostra

Modo de vibração	Parâmetro MAC	Frequência numérica [Hz]	Frequência experimental [Hz]	Erro [%]	Valor da função objetivo
1	0.874	2.56	2.79	8.24	1.106
2	0.910	3.99	3.22	19.3	
3	0.969	3.55	3.68	3.53	
4	0.961	3,86	4.95	22.02	
5	0.968	6.86	6.34	7.58	
7	0.869	6.81	6.82	0.07	

Na Figura 5.4 se encontra a matriz de emparelhamento relativa à melhor amostra.

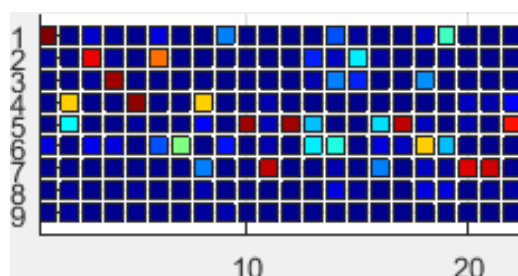


Figura 5.10 – Matriz MAC da melhor amostra. Nas abcissas correspondem aos modos numéricos e as ordenadas aos modos experimentais.

Como se pode observar, os emparelhamentos ocorrem nos primeiros modos 20 modos de vibração – correspondentes a modos globais de vibração – o que é um bom indicador de que o emparelhamento foi bem-sucedido, tendo em conta que normalmente os modos captados pelo ensaio dinâmico realizado são globais.

6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Este trabalho abordou vários aspetos relativos ao desenvolvimento e calibração experimental de um modelo numérico de elementos finitos de um viaduto ferroviário metálico situado em Amarante e que faz parte da Linha do Tâmega, atualmente fora de serviço.

A identificação experimental dos parâmetros modais, desenvolvida por Oliveria (2017), foi baseada num ensaio de vibração ambiental, que permitiu estimar os modos de vibração e frequências naturais de vários modos de vibração, recorrendo a técnicas de identificação no domínio da frequência.

Os valores iniciais adotados para os parâmetros do modelo numérico foram atribuídos de duas maneiras: uns foram estimados com base na sensibilidade obtida durante o percurso académico (módulo de deformabilidade, densidade, coeficiente de Poisson do aço, etc...), outras recorrendo a dados proveniente de trabalhos onde se estudavam materiais semelhantes (módulo de deformabilidade, densidade, coeficiente de Poisson da alvenaria, etc...). No caso das rigidezes dos aparelhos de apoio, tendo em consideração os resultados iniciais duma otimização realizada, se demonstrou que estes parâmetros não ajudavam reduzir a função objetivo; também, considerando a natureza do ensaio dinâmico realizado, assume-se que as ações ambientais não são suficientes para vencer o atrito entre o aparelho de apoio e a estrutura, pelo que se considerou a afixação dum valor único e relativamente elevado para estes parâmetros de 1 GPa.

A análise de sensibilidade revelou ser de fundamental importância para definir uma estratégia adequada ao momento de escolher o número e tipo de parâmetros a calibrar, especialmente quando a informação experimental é reduzida e quando vários parâmetros têm um impacto similar nas respostas modais, o que dificulta a estimativa de soluções estáveis.

O processo de otimização paramétrica deu resultados satisfatórios devido a que existe uma correlação entre estes e a realidade. O módulo de elasticidade e a densidade do aço obtidos numericamente dão valores que indicam que é um aço menos rígido e mais pesado, sendo estas características dos aços produzidos no início do século XX e que foram provavelmente usados na construção do viaduto metálico em questão, devido a que esta foi inaugurada nos inícios do mesmo século. Enquanto aos pilares de alvenaria, se pode concluir que estes têm um material de enchimento mais rígido e mais pesado que a própria alvenaria, sendo que os parâmetros relativos ao módulo de elasticidade e de densidade do material homogeneizado são superiores aos valores típicos da alvenaria.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Em futuros estudos, o modelo numérico desenvolvido e calibrado poderia ser usado para avaliar o comportamento dinâmico do mesmo, usando a aplicação desenvolvida por Ribeiro (2012) referida em 2.4.1, de modo a que se consiga ter alguma noção em relação ao comportamento esperado do viaduto em questão face à ação resultante da passagem de determinada configuração de cargas relativas ao tipo de comboio que se pretende avaliar.

Também, tendo em conta que o modelo numérico desenvolvido neste trabalho pode vir a ser reutilizado e sabendo que sempre se pode reduzir a margem de erros, nomeadamente em aspetos relacionado ao emparelhamento de modos, seria interessante comparar resultados com um modelo em que seja utilizado o critério EMAC que venha a corrigir o emparelhamento realizado pelo parâmetro MAC, que sabemos pode estabelecer emparelhamento entre modos com um parâmetro MAC indevidamente elevado.

Tendo em conta os resultados obtidos na otimização paramétrica, podem ser aprofundados os estudos relativamente às propriedades dos materiais constituintes do viaduto ferroviário metálico, nomeadamente na estrutura metálica e nos pilares centrais, devido a que não existe informação suficiente para caracterizá-la devidamente antes de ser posta novamente em funcionamento. Também, neste contexto, pode-se aprofundar a investigação relativamente às fundações dos pilares centrais do viaduto, para conseguir melhorar o modelo numérico e melhor representar o comportamento dinâmico do mesmo.

Também, para chegar a um valor da densidade do aço mais preciso, recomendaria acrescentar um parâmetro numérico que vise a determinação do valor da densidade do aço das massas não-estruturais, para assim este não estar indiretamente englobado pelo parâmetro numérico dens_aço.

Enquanto ao ensaio dinâmico realizado, podem ser realizados outros que permitam melhor analisar as propriedades de ligação entre o tabuleiro e o aparelho de apoio, para além da ação conjunta existente entre estes e os pilares centrais.

BIBLIOGRAFIA

- Allemang, R (2003). *The modal assurance criterion - twenty years of use and abuse*. Journal of Sound and Vibration. Agosto 2003, Volume 37 (8), p.14-21, Cincinatti.
- Alves Ribeiro, C (2012). *Transições aterro – estrutura em linhas ferroviárias de alta velocidade: análise experimental e numérica*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Barbero, J. (2001). *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonância*. Dissertação de Doutoramento, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.
- Biondi, B.; Muscolino, G. and Sofi, A (2005). *A substructure approach for the dynamic analysis of train-track-bridge system*. Computers & Structures. Volume 83 (28-30), p.2271-2281, Messina.
- Brehm, M (2011). *Vibration-based model updating: reduction and quantification of uncertainties*. Dissertação de Doutoramento, Bauhaus Universitat Weimar.
- Calçada, R. (1995). *Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto.
- Cantieni, R.; Brehm, M.; Zabel, V.; Rauert, T. and Hoffmeister, B (2008a). *Ambient testing and model updating of a filler beam bridge for high-speed trains*. In: 7th European Conference on Structural Dynamics, 2008, 7 e 8 de Julho, Southampton.
- Cantieni, R.; Brehm, M.; Zabel, V.; Rauert, T. and Hoffmeister, B (2008b). *Ambient modal analysis and model updating of a twin composite filler beam railway bridge for high-speed trains with continuous ballast*. In: IMAC-XXVI Conference on Structural Dynamics, 2008, 4 a 7 de Fevereiro de 2008, Orlando.
- Chan, T.; Li, Z.; Yu, Y. and Sun, Z. *Concurrent multi-scale modeling of civil infrastructures for analyses on structural deteriorating - Part II: model updating and verification*. Finite Elements in Analysis and Design, 2009, Volume 45, p.795-805.
- Chellini, G. and Salvatore, W (2007). *Updated models for steel-concrete composite HS railway bridges*. In: Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures. 24 a 26 de Outubro de 2007, Porto.
- 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, 15 de Setembro de 2016, Volume 123, p. 354-371.
- Cruz, S (1994). *Comportamento dinâmico de pontes ferroviárias em vias de alta velocidade*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- ERRI D214/RP6 (2000). *Railway bridges for speeds >200 km/h; Calculations for bridges with simply-supported beams during the passage of a train*. European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht.
- Ewins, D. J. (2000). *Modal testing: theory and practice*, 2nd Edition. Professor J.B. Roberts, Londres.
- Friswell, M. and Mottershead, J (1995). *Finite element model updating in structural dynamics*. The Netherlands: Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.
- Frýba, L. (1996) – *Dynamics of railway bridges*. Thomas Telford, Praga.

- Fryba, L. and Pirner, M (2001). *Load tests and modal analysis of bridges*. Engineering Structures, 2001, Volume 23, p.102-109.
- Henriques, A (1998). *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Holland, J.H. (1975). *Adaptation in natural and artificial systems*. University of Michigan Press, Ann Arbor.
- Horas, C (2011). *Comportamento Dinâmico de Pontes com Tabuleiro Pré-Fabricado em Vias de Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Huang, M.; Guo, W.; Zhu, H. and Li, L (2008). *Dynamic test and finite element model updating of bridge structures based on ambient vibration*. Front. Archit. Civ. Eng. China, 2008, Volume 2, p.139-144.
- Hughes, T. (1987). *The finite element method: linear statics and dynamic finite element analysis*, Prentice Hall International, Englewood Cliffs.
- Jaishi, B. and Ren, W (2005). *Structural finite element model updating using ambient vibration test results*. Journal of Structural Engineering, 2005, Volume 45, p.617-628.
- Kwark, J.; Choi, E.; Kim, Y.; Kim, B. and Kim, S. (2004). *Dynamic behavior of two-span continuous concrete bridges under moving high-speed train*. Computers and Structures, 2004. Volume 82, p.463-474.
- Lei, X. and Noda, N (2002). *Analyses of dynamic response of vehicle and track coupling system with random irregularity of track vertical profile*. Journal of Sound and Vibration, 2002, Volume 258 (1), p.147-165.
- Liu, K.; Reynders, E.; De Roeck, G. and Lombaert, G (2009). *Experimental and numerical analysis of a composite bridge for high-speed trains*. Journal of Sound and Vibration, 6 de Fevereiro de 2009, p.201-220, C.L. Morfey, Leuven.
- Liu, W.; Gao, W.; Sun, Y. and Xu, M (2008). *Optimal sensor placement for spatial lattice structure based on genetic algorithms*. Journal of Sound and Vibration, 2008, Volume 317 (1-2), p.175-189, L.G. Tham.
- Lombaert, G. and Conte, J (2011). *Random vibration analysis of dynamic vehicle-bridge interaction due to road unevenness*. Journal of Engineering Mechanics, Julho de 2012, p.816-825.
- Lou, P. and Zeng, Q. (2005). *Formulation of equations of motion of finite element form for vehicle track-bridge interaction system with two types of vehicle model*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 16 de Novembro de 2004, Volume 62 (3), p.435-474.
- Magalhães, F (2003). *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Majka, M. and Hartnett, M. (2005). *Effects of speed, load and damping on the dynamic response of railway bridges and vehicles*. In: Civil-Comp 2005, 30 de Agosto a 2 de Setembro, Roma, Volume 86 (6), p.556-572.
- Mares, C.; Friswell, M. and Mottershead, J (2002). *Model updating using robust estimation*. Mechanical Systems and Signal Processing, Janeiro de 2002, Volume 16 (1), p.169-183.

- Marques, F (2006). *Avaliação do comportamento estrutural e análise de fadiga em pontes metálicas ferroviárias*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Martínez Rodrigo, M. (2009). *Atenuación de vibraciones resonantes en puentes de ferrocarril de alta velocidad mediante amortiguadores fluido-viscosos*. Dissertação de Doutoramento, Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politecnica de Valencia.
- Marwala, T. (2010). *Finite-element-model updating using computational intelligence techniques*. Springer, Londres.
- Mendes, P. e Oliveira, S. (2008). *Análise Dinâmica de Estruturas: Utilização Integrada De Modelos De Identificação Modal e Modelos de Elementos Finitos*. LNEC: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Merce, R.; Doz, G.; Brito, J.; Macdonald, J. and Friswell, M (2007). *Finite element model updating of a suspension bridge using ANSYS software*. Inverse problems, design and optimization Symposium, 16 a 18 de Abril de 2007, Miami.
- Morio, J (2011). *Global and local sensitivity analysis methods for a physical system*. European Journal of Physics, 5 de Outubro de 2011, Volume 32 (6), p.1577-158.
- Mottershead, J.; Mares, C.; James, S. and Friswell, M (2006). *Stochastic model updating: Part 2 - application to a set of physical structures*, Mechanical Systems and Signal Processing, Novembro de 2006, Volume 20 (8), p.2171-2185.
- Neves, S (2008). *Análise dinâmica com interação veículo-estrutura em vias de alta velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Neves, S.; Azevedo, A. and Calçada, R (2012). *A direct method for analyzing the vehicle-structure interaction*. Engineering Structures, Janeiro de 2002, p.414-420.
- Nielsen, J. and Abrahamsson, T (1992). *Coupling of physical and modal components for analysis of moving nonlinear dynamic-systems on general beam structures*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1992, Volume 33 (9), p.1843-1859.
- Oliveira, C (2017). *Calibração experimental de um modelo numérico da ponte ferroviária da Baía*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- OptiSLang (2008). *OptiSLang – the optimizing structural language*, 3.0 edition. Weimar, Germany, Dynardo GmbH, 2008.
- Ribeiro, D. (2004). *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ribeiro, D. (2012). *Efeitos Dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: Modelação numérica, calibração e validação experimental*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ribeiro, D.; Calçada, R. and Delgado, R (2008). *Experimental validation of a numerical model for the dynamic analysis of a bowstring arch railway bridge*. In: IABSE, Janeiro 2008, Chicago.
- Rigueiro, M. (2007). *Avaliação dos Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade de Pequeno e Médio Vão*. FCTUC, Coimbra.

- Rodrigues, J (2008). *Identificação modal estocástica. Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Schlune, H.; Plos, M. and Gylltoft, K (2009). *Improved bridge evaluation through finite element model updating using static and dynamic measurements*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Julho de 2009, Volume 31, p.1477-1485.
- Schwefel, H. (1981). *Numerical optimization of computer models*. John Wiley & Sons, Nova Iorque.
- Song, M.; Noh, H. and Choi, C (2003). *A new three-dimensional finite element analysis model of high-speed train-bridge interactions*. Engineering Structures, Novembro de 2003, Volume 25 (13), p.1611-1626.
- Pacheco, J (2016). *Ponte Ferroviária sobre o Rio Tua - Interpretação de Dados de Monitorização*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto.
- Patrício, H (2018). *Pontes ferroviárias metálicas existentes – Caracterização dos materiais e avaliação da fadiga*. RPEE, Março de 2018, Série 3, nº 6.
- Teughels, A (2003). *Inverse modelling of civil engineering structures based on operational modal data*. Dissertação de Doutoramento, Katolic University of Leuven.
- Teughels, A.; De Roeck, G. and Suykens, J (2003). *Global optimization by coupled local minimizers and its application to FE model updating*. Computers and Structures, Setembro de 2003, Volume 81, p.2337-2351.
- Wang, H.; Li, A. and Hu, R (2011). *Comparison of ambient vibration response of the Runyang suspension bridge under skew winds with time-domain numerical predictions*. Journal of Bridge Engineering, Julho de 2011, Volume 16 (4), p.513-526.
- Will, J.; Möller, J. and Bauer, E (2004). *Robustness evaluations of the NVH comfort using full vehicle models by means of stochastic analysis*. VDI Congress Berechnung und Simulation im Fahrzeugbau, Alemanha.
- Yang, F. and Fonder, G (1996). *An iterative solution method for dynamic response of bridge-vehicles systems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Fevereiro de 1996, Volume 25, p.195-215.
- Yang, Y. and Chen, Y (2009). *A new direct method for updating structural models based on measured modal data*. Engineering Structures, 6 de Janeiro de 2009, Volume 31, p.32-42.
- Yang, Y. and Lin, B (1995). *Vehicle-bridge interaction analysis by dynamic condensation method*. Journal of Structural Engineering, 11 de Novembro de 1995, p.1636-1643.
- Yang, Y. and Wu, Y (2001). *A versatile element for analyzing vehicle-bridge interaction response*. Engineering Structures, 2001, Maio de 2001, Volume 23 (5), p.452-469.
- Yu, X. and Gen, M. (2010). *Introduction to evolutionary algorithms*. Springer, Londres.
- Zabel, V. and Brehm, M (2009). *Stochastic model updating methods*. In: IMAC XXVII, 9 a 12 de Fevereiro 2009, Orlando.
- Zong, Z.; Jaishi, B.; Ge, J. and Ren, W (2005). *Dynamic analysis of a half-through concrete-filled steel tubular arch bridge*. Engineering Structures, Janeiro de 2005, Volume 27, p.3-15.

