

 M 2015

**U. PORTO**  
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA  
UNIVERSIDADE DO PORTO

# VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO EM PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

**CARLOS JOSÉ COSTA MENDES EUGÉNIO CARDOSO**  
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA  
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM  
ENGENHARIA CIVIL

# **VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO EM PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA**

**CARLOS JOSÉ COSTA MENDES EUGÉNIO CARDOSO**

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 2015

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@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](mailto: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 - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

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.

À minha Família



## AGRADECIMENTOS

Este trabalho não teria sido possível sem o apoio de várias pessoas, às quais deixo o meu agradecimento, nomeadamente:

- Ao Professor Rui Calçada, orientador desta dissertação, pelos ensinamentos transmitidos e pelos comentários que em muito contribuíram para a minha aprendizagem e para o enriquecer deste trabalho;
- Ao Professor Diogo Ribeiro, coorientador da dissertação, a quem agradeço a enorme disponibilidade que demonstrou, as palavras de incentivo ao longo do trabalho, a orientação na procura de respostas para todos os problemas que surgiram e acima de tudo os conhecimentos transmitidos que em muito me fizeram crescer e foram essenciais para este trabalho. Também como autor do TBI, deixo o meu agradecimento;
- Ao Engenheiro Pedro Jorge, pelo tempo despendido no desenvolvimento do modelo numérico da ponte, pelo enorme apoio no decorrer do trabalho, pela disponibilidade para esclarecer qualquer dúvida e pelas discussões criadas em torno de vários assuntos que em muito enriqueceram esta dissertação. Ainda um agradecimento especial pelos conhecimentos transmitidos de ANSYS e de outras ferramentas que se revelaram essenciais para este trabalho;
- Ao Engenheiro Rúben Silva pela disponibilidade, pelo apoio no ensaio ao veículo de e pela disponibilização de informação experimental relacionada com a ponte de Durrães;
- À Professora Cristina Costa, a quem agradeço a disponibilidade no fornecimento de informação relativa ao veículo de mercadorias estudado e no apoio ao ensaio de identificação modal do mesmo;
- Ao Engenheiro Joel Malveiro e à Engenheira Andreia Meixedo pela disponibilização para esclarecer qualquer dúvida, pelo apoio com algumas ferramentas e pelo bom ambiente de trabalho criado que em muito favorece esta dissertação;
- Ao Engenheiro Vinicius Alves, pelo tempo despendido e pelo apoio dado na utilização em MatLAB do algoritmo genético utilizado na otimização do modelo do veículo;
- À Soporcel, pelas facilidades concedidas no ensaio do veículo de mercadorias;
- À FCT, Fundação para a Ciência e Tecnologia de Portugal, que apoiou também os trabalhos desta dissertação através do projeto PTDC/ECM-EST/1691/2012 – “StonArcRail – Caracterização Experimental e Numérica do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra sob Ação de Tráfego Ferroviário - Aplicação a Pontes Existentes em Portugal”.
- A todo o ‘Coletivo’ de amigos que esteve presente durante este semestre e não só, para os momentos de trabalho e de descanso e que são uma fonte de discussões enriquecedoras;
- À Beatriz, que esteve sempre presente desde o primeiro dia, com quem a troca de ideias ao longo do trabalho se revelou muito enriquecedora, por ter compreendido todos os momentos em que o trabalho falou mais alto e por ser uma pessoa fantástica;
- À minha família, em especial os meus pais e avós, que estão presentes desde o dia zero com palavras amigas e de sabedoria, essas sim absolutamente essenciais para a realização deste e de qualquer trabalho.



## RESUMO

O presente trabalho tem o objetivo central de identificação de limites de exploração da ponte ferroviária de Durrães, localizada no concelho de Barcelos, Portugal, cuja construção data de 1878. Trata-se de uma ponte em arco de alvenaria de pedra granítica, composta por 16 vãos de cerca de 8,50 metros cada. Neste contexto, é apresentada uma visão geral do comportamento das pontes em arco de alvenaria de pedra e um resumo da legislação aplicável, que se baseia essencialmente na norma EN 1991-2, onde estão definidos os limites de segurança a verificar.

O trabalho tem por base o modelo numérico da ponte de Durrães, desenvolvido em ANSYS no contexto do projeto StonArchRail, e que conta já com um vasto conjunto de dados essenciais para a caracterização desta estrutura. Por outro lado, foi desenvolvido também em ANSYS o modelo numérico tridimensional de um comboio de mercadorias composto por vagões da série Kbs, com o intuito de simular a sua passagem na ponte. O desenvolvimento deste modelo envolveu um estudo detalhado das suspensões UIC *Double Link Standard* que apresentam um comportamento fortemente não-linear, assim como de todos os elementos da estrutura, uma vez que o método de modelação escolhido envolve a discretização dos perfis estruturais com recurso a elementos de viga e da chapa de cobertura com recurso a elementos de casca. Foi ainda realizado um ensaio de identificação modal do veículo, que serviu de base ao processo de calibração do modelo numérico que consistiu na otimização de diversos parâmetros do modelo recorrendo a um algoritmo genético em MatLab.

Já no contexto da análise dinâmica da estrutura com comboios reais, verificou-se a resposta da estrutura para diferentes velocidades de circulação e o efeito das irregularidades reais da via. Foi também analisada a influência do número de modos de vibração da ponte considerados. De salientar a inexistência de valores regulamentares de coeficientes de amortecimento em pontes de alvenaria, pelo que foi analisada a sensibilidade a este parâmetro, com base em amortecimentos modais avaliados no ensaio e em valores sugeridos na bibliografia. A análise com interação veículo-estrutura é realizada com recurso ao programa TBI, do qual são recolhidas as respostas estruturais procuradas em termos de acelerações e deslocamentos, tanto para a ponte como para a estrutura do comboio, em diferentes situações de simulação. Estes dados permitem realizar verificações regulamentares associadas à segurança da estrutura e da via. Adicionalmente, foi realizada uma simulação pelo método das cargas móveis, desta vez para a passagem do comboio de passageiros UTD 592, que circula regularmente sobre a ponte.

**PALAVRAS-CHAVE:** interação ponte-comboio; pontes de alvenaria; comboio; análise dinâmica; modelação numérica.





## **ABSTRACT**

The following work has as its main objective the identification of the exploration limits of the Durraes railway bridge, in Barcelos, Portugal, built in 1890. The structure studied consists in a stone arch bridge, composed by 16 spans of about 8,50 meters each. In this context, a general view of stone masonry arch bridges' behaviour is presented and a summary of the applicable legislation is shown, focusing essentially on the norm EN 1991-2, where the safety limits and verifications are imposed.

The work is based on the numerical model of the Durrães bridge, developed in ANSYS in the context of the StonArcRail project, and it includes a vast amount of data, essential to the detailing and characterization of this structure. On the other hand, also in ANSYS, the numerical three-dimensional model of a freight train composed by Kbs series cars has been developed, with the intention of simulating the train's passage on the bridge. This model's development involved a detailed study of the UIC Double link Standard suspensions which present a strongly non-linear behaviour, as well as the study of the elements of the structure, as the selected modelling method includes the discretization of structural profiles with beam elements and the covering plate with shell elements. Also fulfilled was an experimental modal identification of the vehicle, which was the basis to the calibration process of the numerical model that consisted in the optimization of diverse parameters of the model using a genetic algorithm in MatLab.

In the context of the dynamic analysis of the structure under the passage of the freight train, the analysis effects with moving loads and with interaction were compared, the response of the structure for different train speeds between 80 and 220 km/h was analysed, the effect of measured irregularities, as well as the influence of the number of vibration modes of the bridge considered on the analysis. There is no regulation values of damping coefficients for masonry arch bridges, therefore the sensitivity to this parameter was evaluated, having special importance in resonance speeds. The analysis with moving loads and with structure-vehicle interaction are done with the TBI program, where structural responses in regards of absolute maximum accelerations and absolute maximum deflections are evaluated, for both the bridge and the freight structure. Also interpreted and compared are the bridge's response spectrum and the dynamic signature of the train. Additionally, a simulation with moving loads was done, this time for the passage of the UTD 592 passenger train, which travels regularly over the bridge. All of this data allows the realization of regulatory verifications associated with the safety of both the structure.

**KEYWORDS:** Train-bridge interaction; Stone-arch bridges; Train; Bridge dynamic analysis; Numerical modelling.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	I
<b>RESUMO</b> .....	III
<b>ABSTRACT</b> .....	V
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO</b> .....	1
1.1.1. O ESTADO DO TRANSPORTE FERROVIÁRIO .....	1
1.1.1.1. Europa .....	1
1.1.1.2. Portugal .....	3
<b>1.2. PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA EM PORTUGAL</b> .....	5
1.2.1. ASPETOS HISTÓRICOS .....	5
1.2.2. TIPOLOGIAS CORRENTES .....	6
<b>1.3. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO</b> .....	9
<b>2. PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA</b> .....	11
<b>2.1. INTRODUÇÃO</b> .....	11
<b>2.2. ASPETOS GERAIS DE COMPORTAMENTO DE UMA PONTE EM ARCO DE ALVENARIA</b> .....	12
2.2.1. TRAÇADO DO ARCO .....	13
2.2.2. COMPORTAMENTO DA ALVENARIA.....	14
2.2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO ARCO .....	15
<b>2.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS</b> .....	17
2.3.1. CARACTERIZAÇÃO DA PEDRA E DA ALVENARIA.....	17
2.3.2. CARACTERIZAÇÃO DA ARGAMASSA .....	19
2.3.3. CARACTERIZAÇÃO DO ENCHIMENTO.....	19
2.3.4. IDENTIFICAÇÃO DA COTA DO FIRME .....	20
<b>3. ASPETOS REGULAMENTARES E METODOLOGIAS DE ANÁLISE</b> .....	21
<b>3.1. INTRODUÇÃO</b> .....	21
<b>3.2. AÇÕES DE CÁLCULO REGULAMENTARES</b> .....	22
3.2.1. CARGAS VERTICAIS - EFEITOS ESTÁTICOS.....	22
3.2.1.1. Modelo de carga LM71 .....	22
3.2.1.2. Modelos de carga SW/0 e SW/2 .....	23

3.2.1.3. Modelo "Unloaded Train" .....	23
3.2.2. CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DINÂMICOS .....	24
3.2.2.1. Efeitos dinâmicos - comboios reais .....	24
3.2.2.2. Efeitos dinâmicos - modelos de carga estáticos .....	26
3.2.3. AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE REALIZAR UMA ANÁLISE DINÂMICA .....	26
3.2.4. ANÁLISE DINÂMICA .....	28
<b>3.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA ESPECÍFICAS DAS PONTES FERROVIÁRIAS .....</b>	<b>30</b>
3.3.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	30
3.3.2. SEGURANÇA DA VIA.....	31
3.3.3. CRITÉRIOS DE CONFORTO DO MATERIAL ROLANTE .....	33
<b>3.4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA .....</b>	<b>35</b>
3.4.1. ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS.....	36
3.4.1.1. Formulação da equação de equilíbrio dinâmico.....	36
3.4.1.2. Resolução da equação de equilíbrio dinâmico pelo método de Newmark.....	38
3.4.1.3. Método da sobreposição modal.....	39
3.4.2. ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO COMBOIO-ESTRUTURA .....	40
3.4.3. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO COMBOIO-ESTRUTURA .....	42

## **4. MODELAÇÃO NUMÉRICA E CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DO VEÍCULO DE MERCADORIAS KBS .....**

45

<b>4.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>45</b>
<b>4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E ESTRUTURAL DO VEÍCULO .....</b>	<b>45</b>
<b>4.3. SISTEMA DE SUSPENSÃO UIC DOUBLE LINK STANDARD .....</b>	<b>49</b>
4.3.1. COMPOSIÇÃO DO SISTEMA DE SUSPENSÃO .....	50
4.3.2. COMPORTAMENTO NA DIREÇÃO VERTICAL .....	50
4.3.2.1. Amortecimento da suspensão .....	51
4.3.2.2. Parâmetros de rigidez da suspensão .....	52
4.3.3. COMPORTAMENTO NA DIREÇÃO HORIZONTAL E LONGITUDINAL.....	54
<b>4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VEÍCULO .....</b>	<b>54</b>
4.4.1. TIPOS DE MODELAÇÃO .....	55
4.4.2. LÓGICA DE CONSTRUÇÃO DO MODELO.....	57
4.4.3. MODELAÇÃO DO CORPO DO VEÍCULO .....	59
4.4.4. MODELAÇÃO DOS EIXOS.....	60
4.4.4.1. Sistema de suspensão.....	61
4.4.4.2. Amortecimento.....	63
4.4.5. MASSAS.....	64
<b>4.5. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO VEÍCULO .....</b>	<b>67</b>

4.5.1. DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE MEDIÇÃO .....	67
4.5.2. PROCEDIMENTO DE ENSAIO .....	68
4.5.3. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS .....	69
4.5.4. AMORTECIMENTO ESTRUTURAL DO CORPO DO VEÍCULO .....	74
<b>4.6. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>74</b>
4.6.1. NOÇÕES BÁSICAS .....	75
4.6.1.1. Análises de sensibilidade .....	75
4.6.1.2. Parâmetro MAC .....	75
4.6.1.3. Algoritmos genéticos .....	76
4.6.2. EMPARELHAMENTO DOS MODOS .....	77
4.6.3. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE DO MODELO NUMÉRICO .....	78
4.6.4. OTIMIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....	80

## **5. MODELAÇÃO NUMÉRICA E CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DA PONTE DE DURRÃES .....**

<b>5.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>85</b>
<b>5.2. DESCRIÇÃO DA PONTE .....</b>	<b>85</b>
<b>5.3. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DA PONTE .....</b>	<b>87</b>
5.3.1. ENSAIOS IN SITU .....	88
5.3.2. ENSAIOS LABORATORIAIS .....	89
5.3.3. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL .....	90
<b>5.4. MODELO NUMÉRICO DA PONTE DE DURRÃES .....</b>	<b>93</b>
5.4.1. LÓGICA DE MODELAÇÃO .....	94
5.4.2. MODELAÇÃO DOS DIFERENTES ELEMENTOS DA PONTE .....	96

## **6. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE DURRÃES .....**

<b>6.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>102</b>
<b>6.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA UTILIZADA .....</b>	<b>102</b>
<b>6.3. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DA ANÁLISE .....</b>	<b>104</b>
6.3.1. COMBOIOS UTILIZADOS .....	104
6.3.2. RESPOSTAS A AVALIAR NA ANÁLISE DINÂMICA .....	106
6.3.3. IRREGULARIDADES DA VIA .....	107
6.3.4. GAMA DE VELOCIDADES E INCREMENTO DE TEMPO DA ANÁLISE .....	108
6.3.5. CONDIÇÕES DE AMORTECIMENTO DA PONTE .....	109
6.3.6. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO DA PONTE .....	111
<b>6.4. ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO .....</b>	<b>112</b>

6.4.1. INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE - ANÁLISES DE INTERAÇÃO E DE CARGAS MÓVEIS .....	112
6.4.2. INFLUÊNCIA DAS IRREGULARIDADES DA VIA.....	115
6.4.3. ANÁLISE DA RESPOSTA DA PONTE À PASSAGEM DO COMBOIO DE MERCADORIAS .....	117
6.4.4. ANÁLISE DA RESPOSTA DO VEÍCULO DE MERCADORIAS.....	123
6.4.5. ANÁLISE DA RESPOSTA DA PONTE À PASSAGEM DO COMBOIO UTD.....	125
<b>7. CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>129</b>
7.1. CONCLUSÕES GERAIS.....	129
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	131

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Distribuição da emissão de gases de efeito de estufa por modalidade de transporte, no ano de 2010. Fonte [1] .....	1
Figura 1.2 - Distribuição do transporte de passageiros e mercadorias na União Europeia por modalidade de transporte, no ano de 2010. Fonte [2] .....	2
Figura 1.3 - Evolução da utilização dos meios de transporte entre 1995 e 2010. Fonte [2] .....	2
Figura 1.4 - Projetos de investimento prioritários 2014-2020 – repartição de investimentos por setores. Fonte [4] .....	3
Figura 1.5 - Objetivos do Plano estratégico de transportes e infraestruturas em termos de cargas máximas para o período 2014-2020. Fonte [4]. .....	4
Figura 1.6 – Pont de la Concorde, com um vão central de 31m. Fonte [9] .....	6
Figura 1.7 – a) Ponte romana de Chaves [12]; b) Ponte romana de Sommières (França) [13]; c) Ponte romana de Piscais [14]; d) Ponte Tiberio (Rimini, Itália) [15]. .....	7
Figura 1.8 – a) Ponte medieval de Ucanha [16]; b) Ponte medieval de Ponte de Lima [17]. .....	8
Figura 1.9 – Ponte ferroviária de Durrães .....	8
Figura 2.1- Principais elementos constituintes de uma ponte em arco de alvenaria. (1) – Arco; (2) – Pilar; (3) – Enchimento; (4) – Muro de tímpano; (5) – Encontro. Adaptado de [11]. .....	12
Figura 2.2 – a) Geometria de um arco a partir de dois raios e três centros [19]; b) – Arco da Pont de Neuilly, construído a partir de seis raios de onze centros [20]. .....	13
Figura 2.3 - Ensaio de carregamento cíclico em: a) Prismas com juntas lisas secas; b) Prismas com juntas rugosas secas; c) Prismas com juntas lisas argamassadas; d) Prismas com juntas lisas e preenchimento com solo granítico. Fonte [22]. .....	14
Figura 2.4 – Comportamento de um arco sob uma carga pontual a 1/3 do vão. Representação da linha de pressões e das zonas esmagadas e fissuradas. ....	16
Figura 2.5 – Mecanismo de rotura de um arco. Adaptado de [25]. .....	17
Figura 2.6 – Ensaio de compressão uniaxial [11]. .....	18
Figura 2.7 – a) Ensaio com célula radioativa [11]; b) Ensaio com garrafa de areia [11]. .....	19
Figura 3.1 – Modelo de cargas LM71 segundo [29]. .....	22
Figura 3.2 – Modelo de cargas SW/0 e SW/2 segundo [29]. .....	23
Figura 3.3 – Exemplo de uma composição para transporte de mercadoria muito pesada. Adaptado de [31]. .....	23
Figura 3.4 – Limites de frequência do primeiro modo de vibração vertical $n_0$ definidos em [30]. .....	27
Figura 3.5 – Fenómeno de ressonância – resposta de uma estrutura (em deslocamento) para velocidades de circulação de $v=288\text{km/h}$ e $v=360\text{km/h}$ . Adaptado de [32]. .....	28
Figura 3.6 – Deslocamento a meio vão de uma estrutura em função da velocidade. Adaptado de [32]. .....	29



Figura 3.7 – Deformação horizontal do tabuleiro .....	32
Figura 3.8 – Valor máximo da flexa vertical em função do vão $L$ e da velocidade de circulação $v$ , para um nível de nível de conforto "muito bom". Fonte [30].....	34
Figura 3.9 – (1) - Amortecimento de Rayleigh; (2) - Amortecimento proporcional à massa; (3) – Amortecimento proporcional à rigidez. Adaptado de [37]. .....	37
Figura 3.10 – Variação da força nodal no nó $i$ devida à passagem da carga rolante $P_k$ . Fonte [35]...	41
Figura 3.11 – Modelo esquemático do sistema ponte-comboio.....	42
Figura 3.12 – Representação esquemática das forças e deslocamentos associados à ponte (a) e ao comboio (b), utilizados no processo de interação, para o caso de um veículo de dois eixos. ....	43
Figura 4.1 – Vista lateral do veículo Kbs. ....	45
Figura 4.2 - Remoção de uma estiva de madeira do veículo.....	46
Figura 4.3 – a) Corte transversal da estrutura do veículo; b) Vista inferior de meio veículo. Fonte - EMEF .....	47
Figura 4.4 – Geometria do veículo, vista lateral. Fonte [42].....	48
Figura 4.5 – a) Molas trapezoidais (oficina EMEF, Entroncamento); b) Suspensão UIC Double Link [46]. .....	49
Figura 4.6 – a) Suspensão UIC Double Link em serviço no comboio de mercadorias da série Kbs; b) Detalhe da ligação UIC Link. ....	50
Figura 4.7 – Caminho das forças no sistema de suspensão. Fonte [46]. .....	51
Figura 4.8 – a) Ciclo histerético [49]; b) Modelo de uma suspensão com amortecimento histerético [49] .....	51
Figura 4.9 – Ciclos histeréticos associados ao comportamento da suspensão para cargas harmónicas com amplitudes de: a) 20mm; b) 73,2mm. Adaptado de [43]. .....	54
Figura 4.10 – a) Modelo de bogie com elementos de viga e elementos de rigidez e amortecimento localizados [40]; b) Detalhe do modelo de um eixo com barras rígidas e elementos de rigidez e amortecimento localizados. ....	55
Figura 4.11 – a) Modelação com massas móveis; b) Consideração do comportamento da suspensão; c) Modelo completo do veículo.....	56
Figura 4.12 – Modelo do veículo em AutoCAD. ....	58
Figura 4.13 – Representação do modelo em ANSYS.....	59
Figura 4.14 – Vistas do modelo retiradas do programa ANSYS. ....	60
Figura 4.15 – Modelação dos eixos do veículo. ....	61
Figura 4.16 – Flexão da estrutura do veículo - rotação numa secção sobre o eixo. ....	62
Figura 4.17 – Representação da energia dissipada pela estrutura num ciclo histerético. Adaptado de [38]. .....	63
Figura 4.18 - a) Indicação da tara inscrita no veículo; b) Equipamento sob a caixa. ....	64

Figura 4.19 – a) Desenho do painel de topo. Fonte: EMEF; b) Fotografia do painel de topo e dos elementos de encontro. ....	65
Figura 4.20 – Representação das massas concentradas no modelo em ANSYS .....	66
Figura 4.21 – Mapa dos pontos instrumentados – planta e vista lateral. ....	67
Figura 4.22 – a) Remoção da estiva central; b) Vista geral do veículo vazio; c) Acelerómetro; d) Sistema de aquisição localizado no centro do veículo. ....	68
Figura 4.23 - Curvas dos valores singulares retidas do ARTeMIS para: a) veículo carregado; b) veículo vazio. ....	69
Figura 4.24 – Modos de vibração identificados para a situação de veículo carregado. ....	70
Figura 4.25 – Modos de vibração identificados para a situação de veículo vazio. ....	72
Figura 4.26 – Curva de amortecimento de Rayleigh para a estrutura do veículo. ....	74
Figura 4.27 – Lógica de um algoritmo genético. Adaptado de [56] .....	76
Figura 4.28 - Matriz de correlação MAC dos modos obtidos por via experimental e numérica. ....	77
Figura 4.29 – a) Modo numérico 1; b) Modo numérico 6. ....	77
Figura 4.30 – Matriz de coeficientes de correlação de Spearman, entre parâmetros numéricos e respostas. ....	79
Figura 4.31 – Gráficos de Anthill associados ao segundo modo de vibração. a) Massa de extremidade vs MAC2; b) Módulo de elasticidade vs Frequência 2º modo; c) Rigidez longitudinal da suspensão vs Frequência do 2º modo. ....	80
Figura 4.32 – Valores do parâmetro MAC para os casos de otimização A1 a A4. ....	81
Figura 4.33 – Erros de frequência associados aos casos de otimização A1 a A4. ....	82
Figura 4.34 – Comparação de valores de MAC do modelo inicial e após calibração. ....	82
Figura 4.35 – Rácio dos valores dos parâmetros em relação aos limites. a) Parâmetros de rigidez das suspensões; b) restantes parâmetros. ....	83
Figura 4.36 – Resumo dos modos numéricos do modelo calibrado. ....	84
Figura 5.1 – Ponte de Durrães. ....	85
Figura 5.2 – a) Vista geral da ponte; b) Detalhe dos arcos e muros de tímpano; c) Via; d) Aterro rodoviário. ....	86
Figura 5.3 – Alçado sul da ponte de Durrães, resultante do levantamento topográfico. ....	87
Figura 5.4 – Localização dos pontos de extração de carotes de pedra. ....	88
Figura 5.5 – Ensaios de macacos planos. a) Ensaios simples; b) Ensaios duplos. ....	88
Figura 5.6 – Provete de pedra retirado da estrutura para ensaio de compressão. ....	90
Figura 5.7 – Pontos instrumentados no ensaio de vibração ambiental. ....	91
Figura 5.8 – Espectro dos valores singulares retirado do ARTeMIS. ....	91
Figura 5.9 – Representação dos modos de vibração avaliados experimentalmente. ....	93
Figura 5.10 – Parte do modelo inicial da ponte de Durrães em AutoCAD. ....	94

Figura 5.11 – a) Desenho do projeto da ponte de Durrães com o detalhe da forma do enchimento; b) desenho que representa o interior dos pilares, espessura do arco e separação entre zonas de enchimento. ....	96
Figura 5.12 – Modelo numérico completo da ponte de Durrães em ANSYS. ....	97
Figura 5.13 – Divisão do modelo por zonas de parâmetros de otimização. ....	98
Figura 5.14 – Configurações modais e frequências numéricas do modelo não calibrado. ....	99
Figura 5.15 - Matriz de coeficientes de correlação de Spearman, entre parâmetros K e respostas ..	100
Figura 6.1 – Exemplo da definição de um comboio por blocos em função do tipo de veículo. ....	103
Figura 6.2 – Esquema do comboio de mercadorias utilizado. a) Real; b) Simplificação utilizada. ....	104
Figura 6.3 – Comboio UTD 592. a) Passagem sobre a ponte de Durrães; b) Esquema de cargas...	105
Figura 6.4 – Assinaturas dinâmicas dos comboios utilizados nas análises. a) mercadorias; b) UTD.	105
Figura 6.5 – Numeração dos arcos e pilares da ponte utilizada nas análises. ....	106
Figura 6.6 – Pontos de avaliação da resposta dinâmica do veículo. ....	106
Figura 6.7 – Numeração dos vagões do veículo de mercadorias. ....	107
Figura 6.8 – Perfis de irregularidades relativos à ponte de Durrães. ....	107
Figura 6.9 – Autoespectros das irregularidades. a) perfil esquerdo; b) perfil direito. ....	108
Figura 6.10 - Resposta em acelerações para diferentes amortecimentos, medido no centro do arco 8, para a passagem do veículo de mercadorias. ....	110
Figura 6.11 – Resposta em acelerações para diferentes amortecimentos, no centro do arco 12, para a passagem do veículo de mercadorias. ....	110
Figura 6.12 – Resposta em deslocamentos para diferentes amortecimentos, no centro do arco 12, para a passagem do veículo de mercadorias. ....	110
Figura 6.13 – Influência do número de modos de vibração da ponte nas acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 10, para a passagem do comboio de mercadorias. ....	111
Figura 6.14 – Acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 12, considerando análises de cargas móveis e de interação ponte-comboio para a passagem do veículo de mercadorias. ....	112
Figura 6.15 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão do arco 12, considerando análises de cargas móveis e de interação ponte-comboio para a passagem do veículo de mercadorias. ....	113
Figura 6.16 – – Influência do tipo de análise nos registos temporais em acelerações no centro do arco 12 para a passagem do comboio de mercadorias à velocidade de 210 km/h. ....	113
Figura 6.17 – Influência do tipo de análise nos registos temporais em deslocamentos no centro do arco 12, para a passagem do comboio de mercadorias à velocidade de 210 km/h. ....	114
Figura 6.18 - Acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 16, considerando análises de cargas móveis e de interação ponte-comboio para a passagem do veículo de mercadorias. ....	114
Figura 6.19 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão do arco 16, considerando análises de cargas móveis e de interação ponte-comboio para a passagem do veículo de mercadorias. ....	115

Figura 6.20 – Influência das irregularidades nos registos temporais para a passagem do comboio de mercadorias à velocidade de 210 km/h. a) acelerações no centro do arco 12; b) deslocamentos no centro do arco 12; c) acelerações no centro do arco 16; d) deslocamentos no centro do arco 16. ....	115
Figura 6.21 - Acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 12, com e sem irregularidades da via, para a passagem do veículo de mercadorias.....	116
Figura 6.22 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão do arco 12, com e sem irregularidades da via, para a passagem do veículo de mercadorias.....	116
Figura 6.23 – Resposta temporal de acelerações num ponto do centro do corpo do vagão 1, para os casos de análise com e sem irregularidades da via, à velocidade de 210 km/h. ....	117
Figura 6.24 - Acelerações máximas absolutas a meio vão dos arcos A1 a A8, considerando análises de interação ponte-comboio.....	117
Figura 6.25 - Acelerações máximas absolutas a meio vão dos arcos A9 a A16, considerando análises de interação ponte-comboio.....	118
Figura 6.26 – Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias, em frequências. ....	119
Figura 6.27 – 23º modo numérico, frequência = 8,1 Hz. ....	119
Figura 6.28 – Acelerações máximas absolutas nos arcos onde o efeito das irregularidades é mais acentuado.....	119
Figura 6.29 - Deslocamentos máximos absolutos a meio vão dos arcos A1 a A8, considerando análises de interação ponte-comboio. ....	120
Figura 6.30 - Deslocamentos máximos absolutos a meio vão dos arcos A9 a A16, considerando análises de interação ponte-comboio. ....	120
Figura 6.31 – 118º modo numérico, frequência = 25,9 Hz. ....	121
Figura 6.32 – a) Auto-espectro da resposta em acelerações para o arco 12 para a velocidade de 210 km/h; b) Auto-espectro da resposta em acelerações para o arco 16 para a velocidade de 150 km/h; c) Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias a 210 km/h; d) Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias a 150 km/h.....	121
Figura 6.33 - a) Auto-espectro da resposta em acelerações para o arco 12 para a velocidade de 210 km/h; b) Auto-espectro da resposta em acelerações para o arco 16 para a velocidade de 150 km/h; c) Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias a 210 km/h; d) Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias a 150 km/h.....	122
Figura 6.34 - Acelerações máximas absolutas num ponto central do corpo do veículo de mercadorias em função da velocidade. ....	123
Figura 6.35 – Acelerações máximas absolutas (m/s <sup>2</sup> ) registadas nos 15 pontos do comboio onde foi avaliada a resposta dinâmica, para uma velocidade de circulação de 210 km/h.....	124
Figura 6.36 – Autoespectro da resposta no centro do corpo do veículo para a velocidade de circulação de 210 km/h.....	124
Figura 6.37 – Comparação de acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 12, para a passagem do veículo de mercadorias e do UTD. ....	125
Figura 6.38 - Comparação de deslocamentos máximos absolutos a meio vão do arco 12, para a passagem do veículo de mercadorias e do UTD. ....	125

Figura 6.39 – Registos temporais comparativos da passagem do comboio de mercadorias e do comboio UTD ; a) acelerações no arco 12 á velocidade de 210 km/h; b) deslocamentos no arco 12 á velocidade de 210 km/h; c) acelerações no arco 16 á velocidade de 180 km/h; d) deslocamentos no arco 16 á velocidade de 180 km/h..... 126

Figura 6.40 – a) Autoespectro da resposta no centro do arco 12 para a passagem do comboio UTD á velocidade de 200 km/h; b) Assinatura dinâmica do comboio UTD para a velocidade de 200 km/h. 127  
passagem do comboio de mercadorias a 210 km/h. a) Acelerações; b) Deslocamentos. .... 115

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Valores máximos de desnível vertical máximo entre dois carris, numa dada secção transversal da via, num comprimento de 3m. Adaptado de [30].	32
Quadro 3.2 – Limites de variação angular $rd$ e raios mínimos de curvatura $r$ . Adaptado de [30].	33
Quadro 3.3 – Níveis de conforto em função da aceleração sentida no veículo. Adaptado de [30].	33
Quadro 4.1 – Principais características do veículo de mercadorias da série Kbs 41 94 333. Fonte [42].	46
Quadro 4.2 – Características dos elementos constituintes da estrutura do veículo.	48
Quadro 4.3 – Principais características do sistema de suspensão.	52
Quadro 4.4 – Tipo de elementos utilizados	58
Quadro 4.5 – Propriedades da viga central do corpo do veículo.	59
Quadro 4.6 – Parâmetros de rigidez vertical da suspensão.	62
Quadro 4.7 – Massas introduzidas no modelo numérico.	66
Quadro 4.8 – Massas associadas ao carregamento do vagão estudado.	66
Quadro 4.9 – Resumo das informações modais recolhidas.	73
Quadro 4.10 – Parâmetros a analisar na análise de sensibilidade.	78
Quadro 4.11 – Parâmetros resultantes da otimização.	83
Quadro 4.12 – Comparação de parâmetros experimentais e numéricos resultantes da otimização.	84
Quadro 5.1 – Resultados ensaio DPSH.	89
Quadro 5.2 – Parâmetros do granito avaliados nos ensaios laboratoriais.	90
Quadro 5.3 – Pesos volúmicos da alvenaria e enchimento.	90
Quadro 5.4 – Frequências dos modos de vibração identificados experimentalmente.	92
Quadro 5.5 – Elementos utilizados em CAST3M.	95
Quadro 5.6 – Elementos finitos utilizados no ANSYS	95
Quadro 5.7 – Propriedades do carril UIC60 [59].	97
Quadro 5.8 – Parâmetros atribuídos aos diferentes elementos.	98
Quadro 5.9 – Fatores corretivos resultantes da otimização.	101
Quadro 5.10 – Resumo dos valores finais de valores de MAC e frequências para o modelo calibrado.	101
Quadro 6.1 – Incrementos de tempo.	108



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

#### 1.1.1. O ESTADO DO TRANSPORTE FERROVIÁRIO

##### 1.1.1.1. Europa

O transporte ferroviário é um meio de transporte estratégico para o desenvolvimento de qualquer país, representando um dos modos de transporte estatisticamente mais seguro e limpo. Tendo em consideração as distâncias percorridas por passageiros e mercadorias na Europa, a sua rentabilidade económica é muitas vezes posta em causa em relação aos restantes meios de transporte. É nas médias distâncias que a ferrovia se pode então tornar mais competitiva, já que em distâncias longas é difícil competir com o transporte marítimo (em termos de transporte de mercadorias) e com o transporte aéreo (no caso do transporte de passageiros). Nas curtas distâncias é habitualmente o transporte rodoviário aquele que apresenta mais vantagens, estando a competitividade do transporte ferroviário em relação a este muito dependente do preço dos combustíveis fósseis, cujo aumento implica uma perda de rentabilidade para o transporte rodoviário. No entanto, com o crescimento da importância das políticas ambientais, a Europa poderá ver na ferrovia uma alternativa muito interessante comparativamente ao transporte rodoviário, nomeadamente nas regiões mais urbanizadas, o que é demonstrado pelos dados da Comissão Europeia [1] ilustrados na Figura 1.1 relativos à emissão de gases de efeito de estufa.

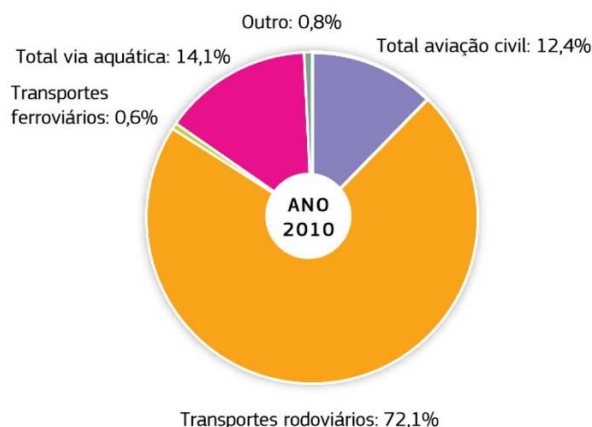


Figura 1.1 - Distribuição da emissão de gases de efeito de estufa por modalidade de transporte, no ano de 2010.

Fonte [1]



Apesar das vantagens que apresenta, a ferrovia permanece em estagnação, não acompanhando o crescimento que o transporte de bens e pessoas demonstra na Europa. Explicação para este facto poderá encontrar-se na falta de investimento nas infraestruturas existentes e também no desenvolvimento do material circulante, pelo que em geral nos deparamos com um sector ferroviário envelhecido, especialmente fora dos países do centro da Europa.

Na Figura 1.2 estão representados os dados relativos à distribuição do transporte de passageiros e mercadorias dentro da União Europeia no ano de 2010, comparando transporte rodoviário, ferroviário, marítimo/fluvial e aéreo segundo [2]. De notar que não estão contabilizados os valores respeitantes a transporte para o exterior da União Europeia.

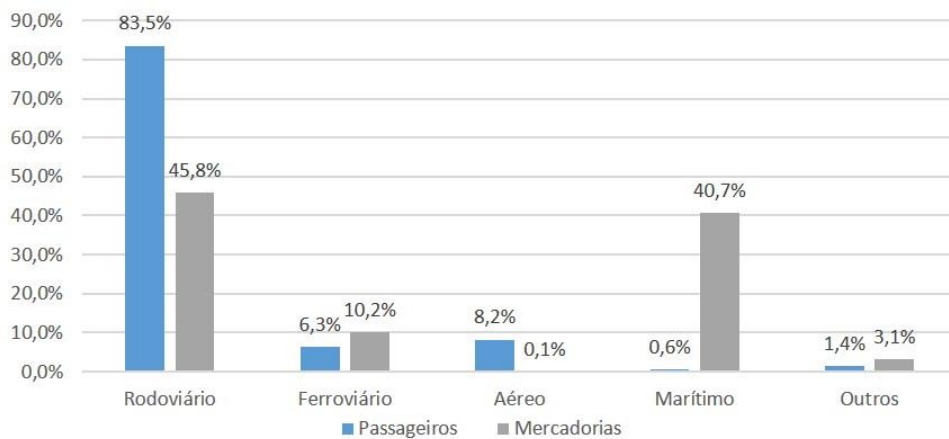


Figura 1.2 - Distribuição do transporte de passageiros e mercadorias na União Europeia por modalidade de transporte, no ano de 2010. Fonte [2]

É também interessante verificar que o transporte ferroviário sofreu nos últimos quinze anos uma estagnação, comparativamente aos restantes meios de transporte. Na Figura 1.3, está representada a variação do transporte de mercadorias dentro da União Europeia, em milhões de toneladas-quilómetro (Mtkm), segundo dados da Comissão Europeia [2] para 2010.

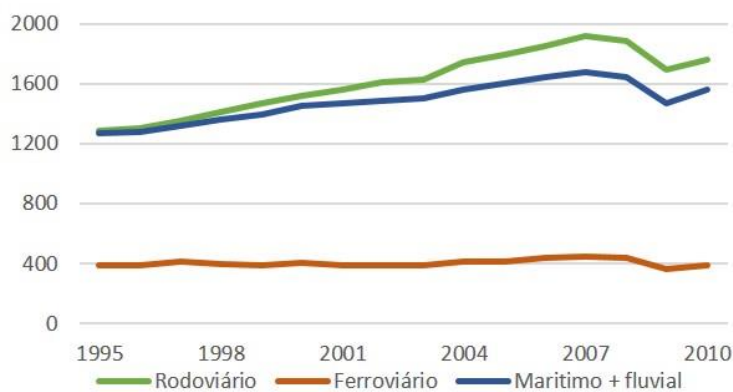


Figura 1.3 - Evolução da utilização dos meios de transporte entre 1995 e 2010. Fonte [2]

Neste contexto, desenvolveu-se nos últimos anos um esforço por parte da união europeia de implementar medidas de estimulação deste sector, nomeadamente no fortalecimento da ligação dos países mais periféricos e na renovação das infraestruturas. O objetivo final será sempre aumentar a competitividade da ferrovia, tirando partido de todas as suas potencialidades. O primeiro grande passo na reforma dos transportes ferroviários foi dado em 1991 com a liberalização do setor ferroviário, sobretudo no que diz respeito às mercadorias, separando as infraestruturas das operações [1]. Uma melhor gestão da rede, aliada com investimento na redução de tempos de viagens e investigação de novas soluções é então a solução que está a ser posta em prática, para procurar aumentar a competitividade deste meio de transporte. Exemplo desta política é o programa europeu de investimentos no horizonte 2014-2020 ou o programa Europeu TEN-T 2007-2013 que alocou para a ferrovia 53% dos fundos de investimento previstos para a rede de transportes europeia [3].

#### 1.1.1.2. Portugal

Em Portugal, o transporte ferroviário apresenta uma competitividade inferior à média europeia, o que poderá ser reflexo de um baixo investimento nesta área.

No horizonte 2014-2020, existe um reforço no investimento na ferrovia, com o objetivo de ligar Portugal a Espanha e conseqüentemente à Europa, o que representará um avanço muito significativo na capacidade de escoamento de mercadorias para a Europa central por esta via. Os investimentos centrar-se-ão não só na construção de linha nova, como principalmente na requalificação da linha existente, permitindo um aumento das cargas máximas de tráfego e na sua eletrificação. Segundo o plano estratégico de transportes e infraestruturas do Ministério da Economia [4], estas medidas representam um investimento de cerca de 2.639 Milhões de euros, aproximadamente o triplo do previsto para a rede rodoviária no mesmo período, tal como pode ser observado na Figura 1.4.

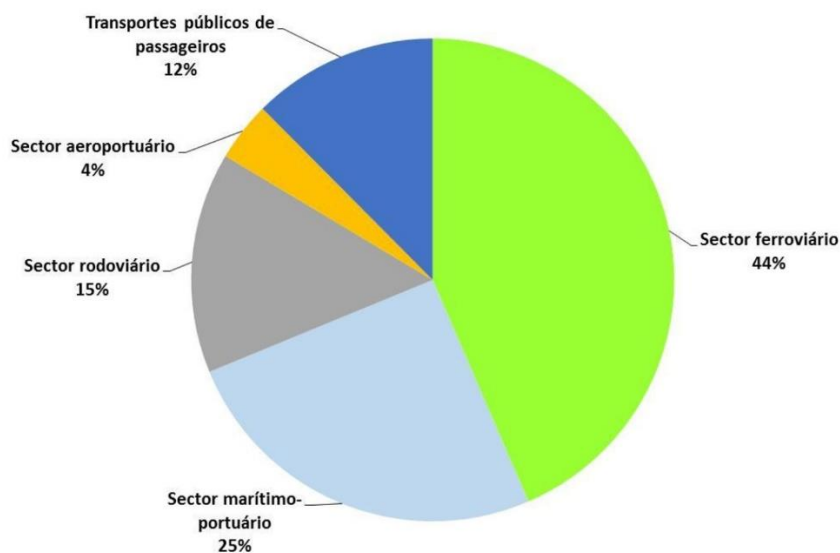


Figura 1.4 - Projetos de investimento prioritários 2014-2020 – repartição de investimentos por setores. Fonte [4]

Na Figura 1.5 são representadas as evoluções previstas pelo ministério da economia em termos de cargas máximas no período 2014-2020. Analisando no Plano estratégico de transportes e infraestruturas [4] o caso particular da Linha do Minho, onde se insere o Viaduto de Durrães que será estudado neste trabalho, estão igualmente previstas intervenções. Sendo uma linha estratégica para o desenvolvimento do norte do país, dada a sua relevância na ligação a Espanha, estão previstas medidas de aumento de capacidade com o objetivo de tornar o transporte ferroviário mais atrativo nesta rota. Segundo este plano, a linha deverá permitir o cruzamento e a circulação de comboios de mercadorias com comprimento de 750 metros, para cargas máximas de 1000 a 1400 toneladas. Aliando também a conclusão da eletrificação, estas medidas deverão permitir uma otimização da exploração, gerando melhores condições de aumento de competitividade para a exploração ferroviária.

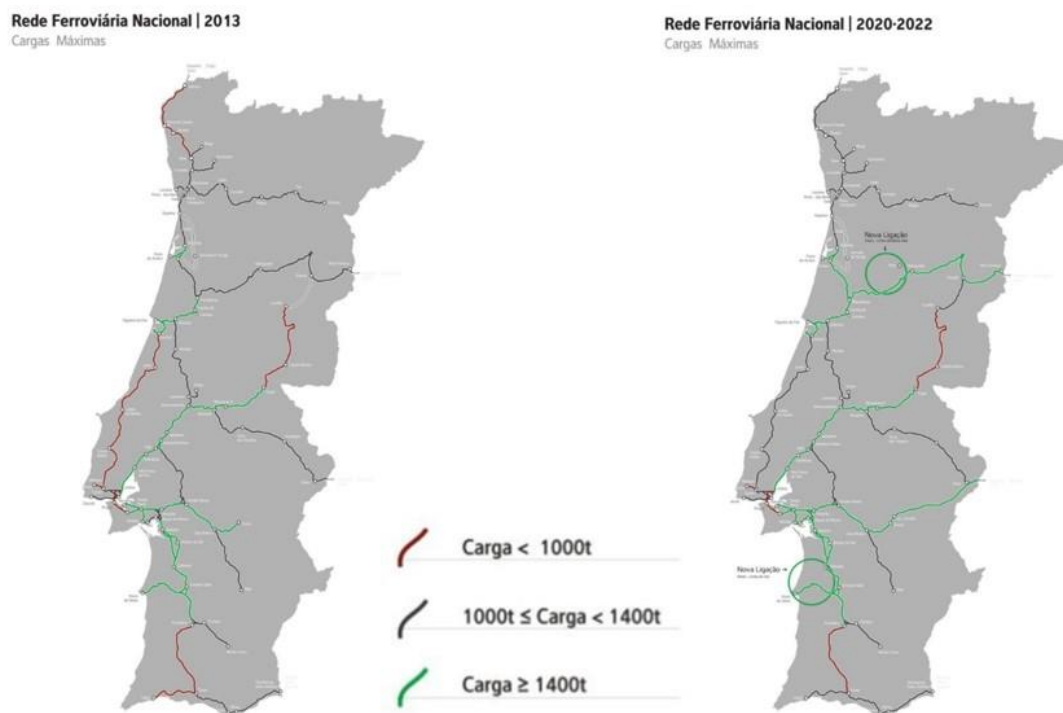


Figura 1.5 - Objetivos do Plano estratégico de transportes e infraestruturas em termos de cargas máximas para o período 2014-2020. Fonte [4].

Neste sentido, para acompanhar as pressões de expansão e aumento de competitividade, torna-se essencial um estudo aprofundado das obras de arte que compõem a rede atual. O comportamento dinâmico destas estruturas tem uma importância crescente à medida que se pretende aumentar as cargas e velocidades de circulação, e a regulamentação aplicável é por vezes vaga e incompleta, originando incertezas às quais pode estar associada uma análise com resultados insatisfatórios.

Do conjunto de obras de arte que fazem parte da rede, a existência de um elevado número de pontes em arco de alvenaria atualmente em funcionamento justifica uma necessidade particular de implementação de planos de exploração adequados para este tipo de pontes, no sentido de garantir segurança para níveis de carga e velocidade de tráfego mais elevados.

## 1.2. PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA EM PORTUGAL

### 1.2.1. ASPETOS HISTÓRICOS

A conceção de pontes de alvenaria de pedra sempre estimulou arquitetos e engenheiros devido às dificuldades envolvidas na descoberta de melhores soluções estruturais, assim como às dificuldades de descobrir a conjugação perfeita entre a solução estrutural e a estética. Desde muito cedo que o ser humano utiliza a pedra para a edificação de abrigos e monumentos. É na escavação de galerias que, pela primeira vez, o problema da estabilidade em arco é sentido. Assim, procurou-se desde muito cedo na forma de arco ou abóbada uma solução de resposta estrutural, o que é comprovado por diversas estruturas que chegaram até aos dias de hoje. Exemplo dessa antiguidade são a abóbada do Tesouro de Atreu em Micenas, Grécia, concebida por volta de 1250 a.C. [5] e a ponte de Arcádico, também na Grécia, que é, de acordo com várias fontes, a ponte mais antiga de que há relato. Nesta época, a solução estrutural mais comum baseia-se na construção dos muros inclinados, sendo o resultado final próximo de um arco, resultando da sobreposição de blocos com uma pequena consola, que se encontram num ponto, onde são fechados por uma pedra de grandes dimensões [6]. Assim se começa a sentir a opção pela conceção de estruturas recorrendo à resistência em compressão dos materiais.

Com o desenvolver da prática e do conhecimento, foi possível criar estruturas com uma melhor performance, reduzindo secções e aumentando vãos, dando origem a elementos esteticamente mais agradáveis e a menor utilização de material. Tal foi possível especialmente com o desenvolvimento das técnicas construtivas, o que requer uma compreensão profunda do processo construtivo e do comportamento estrutural nas diferentes fases.

Sendo os princípios de edificação em arco já conhecidos desde muito cedo, são então os Romanos quem mais os desenvolve. Com o desenvolvimento do império e a necessidade de edificação de infraestruturas dentro e fora de Roma, são os primeiros a utilizar correntemente o potencial dos arcos na construção de pontes. Os Romanos tornaram o arco de alvenaria no mais universal método de construção de pontes até ao século XVIII. Muitas dessas pontes estão ainda em funcionamento, respondendo favoravelmente às solicitações resultantes do tráfego moderno [7].

Mais tarde, é com a escola francesa que a engenharia de pontes de alvenaria atinge o seu auge. Jean-Rodolphe Perronet, autor de inúmeras obras revolucionárias nesta área, cria em 1747 um gabinete de estudos para desenvolvimento das estradas do reino. Mais tarde, em 1757, este transforma-se na primeira escola francesa de formação de engenheiros, hoje denominada Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Perronet propõe novos modelos de construção de pontes, tendo por base a sua formação como arquiteto e os seus estudos na área de hidrodinâmica e escoamento de água ao nível dos pilares. É também nesta época que se dão grandes desenvolvimentos na construção de arcos muito abatidos, vencendo vãos muito grandes (alcançou-se uma relação flecha/vão de 1/8 para vãos de cerca de 30 metros) [8].

Exemplos de obras de Perronet que ficaram para a história são a Pont de Neully e a Pont de la Concorde (representada na Figura 1.6), esta última, construída em 1787, conta com cinco vãos ao longo de 153m, vencendo o vão central uma distância de 31m.

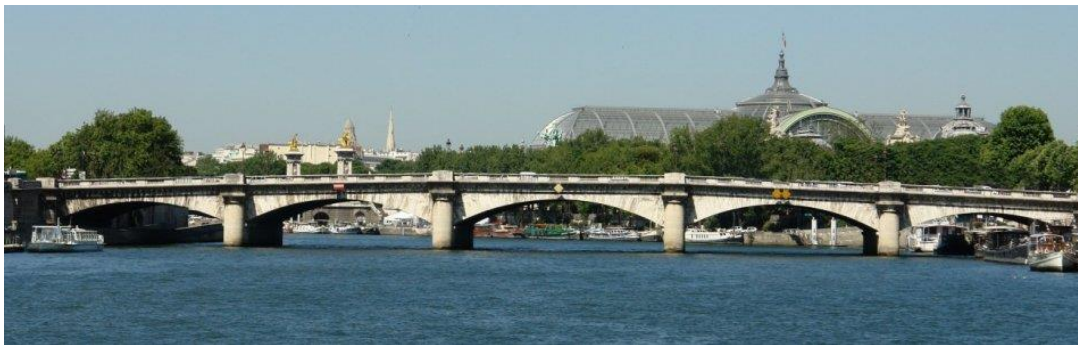


Figura 1.6 – Pont de la Concorde, com um vão central de 31m. Fonte [9]

Devido à sua durabilidade, temos hoje uma enorme variedade de pontes em arco de alvenaria de pedra por todo o mundo. Com o desenvolver do conhecimento, foi possível utilizar esta solução nos mais variados locais, vencendo gamas de vão continuamente maiores. Assim, apesar da utilização cada vez mais recorrente do aço e do betão nas construções novas, é de importância extrema o bom conhecimento do funcionamento das estruturas em alvenaria de pedra que continuam a ter um papel fundamental na sociedade. Um dos aspetos essenciais do estudo destas construções está relacionado com a caracterização experimental do comportamento dos materiais. Por outro lado, dada a sua longevidade, as estruturas foram sofrendo alterações devido à sua exposição ao meio ambiente e às variações de carregamento (habitualmente crescentes) a que foram sendo sujeitas, tornando-se assim fundamental conhecer o real comportamento da estrutura para maximizar o seu aproveitamento.

#### 1.2.2. TIPOLOGIAS CORRENTES

Contamos hoje em Portugal com um extenso património na área das pontes ferroviárias. Bell [10] apresenta um estudo que resulta de um inquérito preenchido no ano de 2004 pelas entidades responsáveis pelo transporte ferroviário de dezassete países Europeus. No caso de Portugal, conclui-se que existem 2.402 pontes ferroviárias em arco, das quais 481 (cerca de 20%) são pontes em arco de alvenaria de pedra – esta tipologia representa, num panorama mais geral, cerca de 11% das pontes ferroviárias em Portugal. De notar ainda, que cerca de 64% das pontes em arco têm idade superior a cem anos, e a maioria apresenta vãos inferiores a 10 metros, característico de pontes de arco semicircular e com grande repetição de vãos.

O sistema estrutural das pontes em arco de alvenaria de pedra apresenta características diferentes consoante a época em que estas foram construídas. De acordo com Costa [11], podemos distinguir três épocas diferentes se nos basearmos em determinadas características construtivas, apesar de essa distinção não poder ser considerada exata.

A definição da época de construção pode ser muito importante na caracterização de diversos parâmetros da ponte, nos casos em que esta avaliação não é realizada através da remoção de amostras. Neste sentido, é importante fazer a associação entre determinados sistemas construtivos e a época em que foram predominantemente utilizados.

Em primeiro lugar a época Romana, na qual se deu um grande desenvolvimento nesta área, o que dificulta a divisão exata das diferentes épocas, dado que muitas das técnicas aí desenvolvidas se mantiveram até à atualidade.

Da época Romana destacam-se características como a preocupação pela simetria com arcos geralmente de volta perfeita, iguais entre si; tabuleiro de perfil horizontal com guardas de material pétreo; pilares com espessuras de aproximadamente de 1/5 a 1/3 do vão dos arcos; com juntas preenchidas; aduelas dos arcos geralmente com uma largura superior à espessura; possibilidade de existência de orifícios nas aduelas (por onde estas eram içadas durante o processo construtivo). A Figura 1.7 ilustra quatro exemplos de pontes romanas.



a)



b)



c)



d)

Figura 1.7 – a) Ponte romana de Chaves [12]; b) Ponte romana de Sommières (França) [13]; c) Ponte romana de Piscais [14]; d) Ponte Tiberio (Rimini, Itália) [15]

Em segundo lugar a época medieval, que na sua maioria corresponde à reconstrução de obras de arte da época romana.

Desta época podemos salientar características como a despreocupação pela simetria, com o arco central a apresentar um vão e flecha de maiores dimensões que os restantes arcos; arcos geralmente ogivais, podendo também ser de volta perfeita ou arcos abatidos; tabuleiro de perfil usualmente não horizontal, podendo existir guardas de material pétreo; largura do tabuleiro usualmente inferior à da época anterior, aproximadamente 3 a 4 metros; juntas sem preenchimento; aduelas dos arcos geralmente com uma largura reduzida relativamente à espessura. Representam-se na Figura 1.8 dois exemplos notáveis desta época em Portugal.

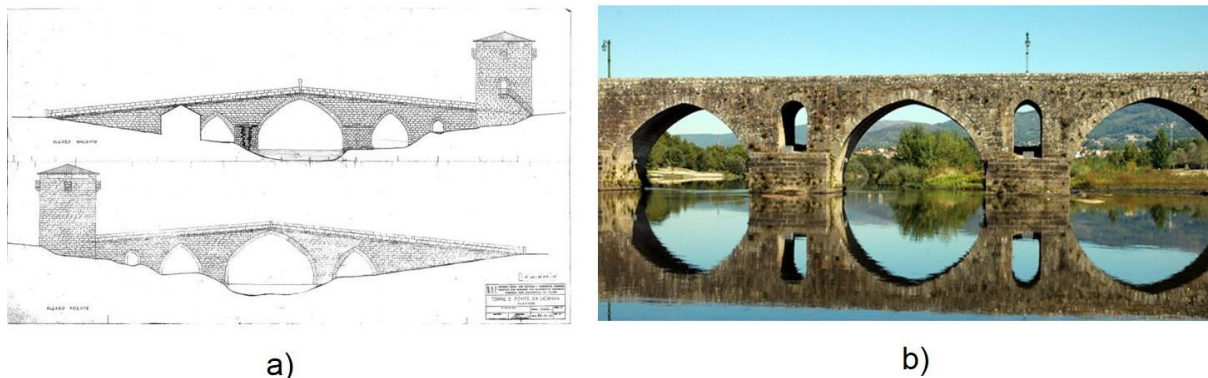


Figura 1.8 – a) Ponte medieval de Ucanha [16]; b) Ponte medieval de Ponte de Lima [17].

Por último a época moderna, da qual podem ser salientadas algumas características como arcos mais abatidos (de maior vão e menor flecha), tal como representado na Figura 1.6, podendo também ser de volta perfeita em algumas pontes rodoviárias e nas pontes ferroviárias; tabuleiro de perfil horizontal com guardas de material pétreo ou metálico; pilares geralmente com uma menor secção e uma maior altura (relativamente às épocas anteriores); juntas preenchidas; aduelas dos arcos com uma largura reduzida relativamente à espessura.

No sistema ferroviário as soluções de pontes em arco de alvenaria de pedra têm em geral pilares altos e esbeltos e são constituídas por vários arcos de volta perfeita com vãos idênticos entre si. Estas pontes apresentam uma rigidez vertical elevada dada a geometria dos arcos e os vãos reduzidos que normalmente se utilizam. Exemplo deste tipo de construção é a ponte ferroviária de Durrães, cujos dezasseis vãos vencem um vale atravessado pela linha do Minho no norte de Portugal. Uma fotografia desta estrutura é representada na Figura 1.9. Esta ponte é o caso de estudo do presente trabalho, pelo que será alvo de uma descrição mais detalhada no Capítulo 5.



Figura 1.9 – Ponte ferroviária de Durrães

### 1.3. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO

A crescente necessidade de aumento de capacidade das linhas ferroviárias nacionais, no sentido de aumentar a competitividade deste setor, implica um estudo detalhado de diversos aspetos relacionados com a ferrovia. Esta área, que envolve hoje em dia todas as vertentes da engenharia, apresenta um grande desafio à Engenharia Civil no que diz respeito ao comportamento das obras de arte que se inserem na rede ferroviária.

Em termos de rede nacional, é notório o elevado número de pontes em arco de alvenaria que fazem hoje parte de linhas de grande importância económica e estratégica para o país. É no contexto do projeto StonArcRail - *Experimental and Numerical Characterization of Structural Behaviour of Stone Masonry Arch Bridges under Railway Traffic Loading*, financiado pela FCT, que surge o tema da presente dissertação, associado ao caso de estudo da ponte ferroviária de Durrães, situada na linha do Minho.

O presente trabalho visa então a identificação de limites de carga e velocidade de tráfego nesta ponte, que tem sido alvo de estudos por parte do projeto StonArcRail, tal como apresentado em [18]. Assim, pretende-se desenvolver o modelo numérico de um comboio de mercadorias com o intuito de realizar uma análise dinâmica com interação ponte-comboio, que permita a avaliação de respostas da ponte e do próprio veículo e conhecer os limites de exploração da ponte em condições de segurança.

Neste sentido, é feita no presente capítulo uma abordagem ao estado atual do setor ferroviário em termos europeus e nacionais, assim como uma caracterização muito geral da história e tipologias das pontes em arco de alvenaria de pedra, com o intuito de contextualizar o trabalho.

No capítulo 2, são apresentadas algumas informações relativas às pontes de alvenaria, nomeadamente os constituintes e suas funções estruturais, sendo apresentados alguns conceitos que explicam a lógica de funcionamento do arco, como elemento central destas pontes. São ainda referidos alguns meios de caracterização dos materiais, que estiveram na base da avaliação dos parâmetros materiais dos constituintes da ponte em estudo.

Já no capítulo 3 são descritos os diferentes aspetos regulamentares fundamentais a considerar na análise de uma estrutura ferroviária. Para além da lógica normativa aplicável e das verificações de segurança necessárias, introduzem-se ainda as bases relativas às metodologias de análise dinâmica de estruturas, com especial atenção para as metodologias numéricas com e sem interação ponte-comboio.

No capítulo 4 é descrito o processo de criação do modelo numérico do veículo de mercadorias da série Kbs. Este capítulo engloba a caracterização do veículo, um estudo detalhado do sistema de suspensão com mola trapezoidal do tipo UIC *Double Link Standard* e definição dos correspondentes parâmetros de amortecimento e rigidez e é apresentada a lógica de construção do modelo numérico sendo definida a geometria de todos os elementos utilizados. Posteriormente, apresenta-se o ensaio de identificação modal realizado no contexto deste trabalho e os parâmetros de daí resultaram. Finalmente, é referido o processo de calibração do modelo do veículo que poderá então ser utilizado na análise dinâmica de qualquer ponte ferroviária.

O capítulo 5 descreve o processo de modelação numérica da ponte ferroviária de Durrães, sendo que se pretende ainda neste capítulo definir as propriedades mecânicas e geométricas dos diferentes elementos, com recurso à descrição dos ensaios realizados nesse sentido. É também feita referência ao ensaio de vibração ambiental que foi realizado no sentido de calibrar o modelo numérico da ponte, onde se apresentam os modos de vibração identificados e os valores de frequência e coeficientes de amortecimento que serão de extrema importância para a análise dinâmica.

Quanto ao capítulo 6, é aqui apresentada a metodologia de análise numérica utilizada, o programa TBI, que permite a consideração de interação comboio-ponte. São definidos os parâmetros utilizados no



cálculo dinâmico, nomeadamente gama de velocidades, amortecimento, irregularidades da via, número de modos considerados e pontos de avaliação de respostas, com o objetivo de compreender a sua influência na análise. É comparada a metodologia de cargas móveis e de interação veículo-estrutura com recurso ao TBI nas simulações de passagem do comboio de mercadorias definido no capítulo 4 sobre a ponte de Durrães. Todas as análises pretendem analisar o comportamento de diferentes arcos da ponte numa determinada gama de velocidades. Posteriormente, é realizada uma simulação em cargas móveis da passagem do comboio de passageiros UTD 592, que circula habitualmente nesta linha, e feita uma comparação com os resultados obtidos para o comboio de mercadorias.

Finalmente, são no capítulo 7 expostas as conclusões deste trabalho, assim como alguns pontos que poderão servir de desenvolvimentos futuros.

## 2

# PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

### 2.1. INTRODUÇÃO

O estudo de qualquer estrutura implica o conhecimento aprofundado do modo como os esforços se distribuem e o processo de condução destes esforços desde a origem até aos pontos de apoio. Neste sentido, é essencial compreender o papel de cada elemento estrutural e a sua interação com a restante estrutura.

As pontes em arco de alvenaria de pedra sofreram uma forte evolução ao longo da história, uma vez que se tratam de estruturas que estão presentes na história da engenharia desde muito cedo. A forma como a conceção deste tipo de pontes evoluiu está fortemente relacionada com a evolução de cada um dos seus constituintes, fruto do conhecimento desenvolvido e da experiência adquirida.

Como elemento central deste tipo de estruturas, o estudo do arco é de extrema importância para bem compreender o funcionamento estrutural destas pontes. Nesse sentido, é também no processo de conceção do arco que mais se interveio ao longo do tempo para procurar soluções de pontes mais interessantes no sentido estético e estrutural.

Por outro lado, o conhecimento do comportamento dos materiais que constituem a ponte revela-se de importância extrema para caracterizar o comportamento de cada elemento e da estrutura em geral. Seja esta caracterização realizada com o objetivo de atingir um melhor dimensionamento, seja com o intuito de avaliar uma estrutura existente, os materiais têm um papel fundamental no processo de modelação e de cálculo. Nos casos de estruturas existentes, as suas características são ainda variáveis ao longo da vida da estrutura, dependendo dos níveis de exposição e vulnerabilidade aos efeitos dos agentes agressivos do meio ambiente.

Assim, procura-se neste capítulo identificar a lógica de conceção do arco de uma ponte em arco de alvenaria de pedra ao longo do tempo e caracterizar em linhas gerais o papel de cada elemento na estrutura, com especial foco no comportamento estrutural do arco. No mesmo sentido, descreve-se a caracterização dos materiais constituintes da ponte, apresentando em termos gerais os processos de caracterização laboratorial e *in situ*.

## 2.2. ASPETOS GERAIS DE COMPORTAMENTO DE UMA PONTE EM ARCO DE ALVENARIA

Uma ponte em arco de alvenaria de pedra tem como elementos principais da sua estrutura as fundações, pilares, arcos, enchimento, muros de tímpano e encontros. No seu nível superior são aplicadas a maioria das cargas verticais, que são transmitidas aos pilares e conseqüentemente às fundações por intermédio dos arcos, que desempenham assim um papel essencial no comportamento estrutural da ponte. Estes elementos funcionam essencialmente por gravidade, sendo então a geometria uma característica fundamental na caracterização do seu comportamento e o esforço axial o esforço interno predominante [11]. No entanto, é importante referir que nos diferentes elementos poderão existir solicitações no plano e fora do plano.

Já o enchimento tem o funcionamento semelhante ao de um solo, sendo habitualmente constituído por aglomerados de materiais de granulometria extensa. É colocado sobre os arcos, e tem a função de materializar a forma final da ponte, definindo a cota da superfície, e transferir as cargas do pavimento aos arcos. É então ao nível do material de enchimento que se dá a degradação das cargas aplicadas no pavimento, cuja componente principal (vertical) é transferida aos arcos e o impulso horizontal é suportado pelos muros de tímpano que têm aqui uma importante função estrutural, que pode ser assemelhada a uma estrutura de contenção de terras.

Em termos de fundações, estas têm a função de transmitir as cargas ao maciço de fundação. Para este tipo de pontes, os tipos de fundação mais comuns são fundações diretas materializadas por sapatas isoladas ou contínuas, fundações diretas do pilar sobre maciço rochoso ou fundações indiretas realizadas com recurso a poços e pegões [11].

A Figura 2.1 representa esquematicamente os diferentes elementos constituintes de uma ponte em arco de alvenaria.

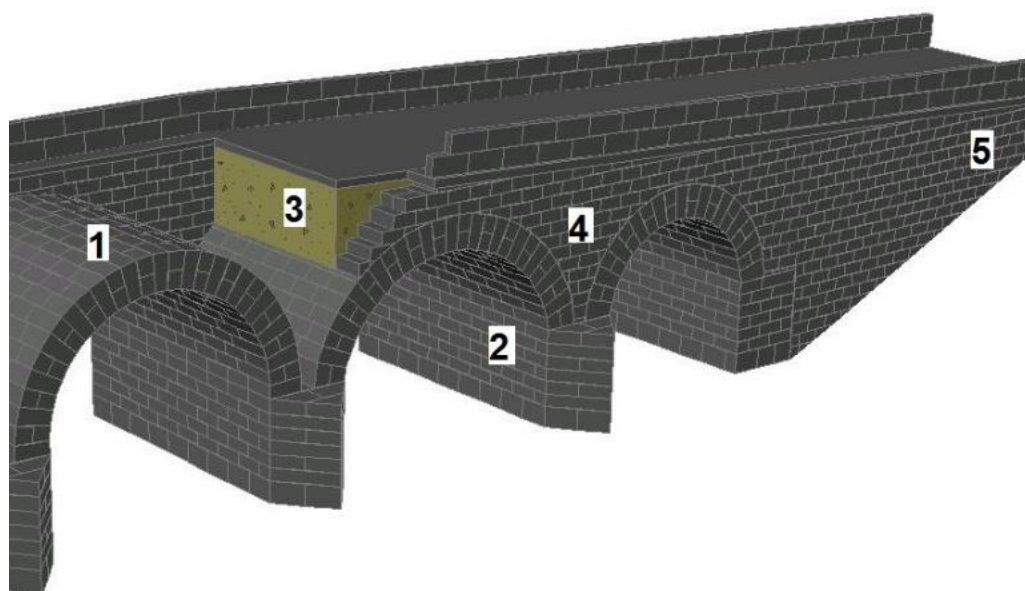


Figura 2.1- Principais elementos constituintes de uma ponte em arco de alvenaria. (1) – Arco; (2) – Pilar; (3) – Enchimento; (4) – Muro de tímpano; (5) – Encontro. Adaptado de [11].

### 2.2.1. TRAÇADO DO ARCO

Dada a sua importância estrutural, o arco foi o elemento que mais motivou o trabalho de engenheiros e arquitetos na área da engenharia de pontes de alvenaria ao longo do tempo. Assim, o traçado do arco (geometria do seu traçado interior) mais correntemente utilizado foi sofrendo variações ao longo do tempo, numa procura contínua de soluções mais eficientes do ponto de vista estético e estrutural.

A determinação da geometria do arco é de facto de elevada importância para a estabilidade da estrutura e igualmente para a sua componente estética. À medida que se progrediu no seu estudo e no desenvolvimento de técnicas construtivas, foram implementadas geometrias que satisfaziam melhor as condições do local de implementação e do tipo de obra em causa. É de reforçar a importância que (a par do comportamento estrutural) a estética tem neste processo, dado que sempre foi considerado um dos pontos menos fortes deste tipo de pontes, dada a robustez que por vezes apresentam.

Dada a facilidade de traçado e o bom comportamento estrutural, desde muito cedo que a solução adotada passava habitualmente pelo arco de volta perfeita, muito utilizado nas obras do império Romano, com uma relação flecha-vão de  $1/2$ .

No entanto, esta relação não permite vencer grandes vãos, pelo que sempre se procurou traçados de arcos mais abatidos explorando melhor o comportamento dos materiais. No entanto, a solução de arco de volta perfeita é muito utilizada em viadutos de comprimento elevado, com maior repetição de vãos curtos, de que são exemplo diversas pontes ferroviárias que se desenvolvem ao longo de vales largos.

Outros traçados desenvolvidos no sentido de permitir a construção de arcos abatidos (de flecha inferior a metade do raio) basearam-se na composição de três curvas (dois raios diferentes) e portanto três centros, que evoluíram até à solução utilizada por Perronet na Pont de Neuilly, onde a curva composta é construída por uma composição de 11 centros (6 diferentes raios). Arcos ogivais e arcos em forma de elipse foram também utilizados, onde neste último se conseguiam abatimentos do arco entre  $1/3$  e  $1/5$  [6].

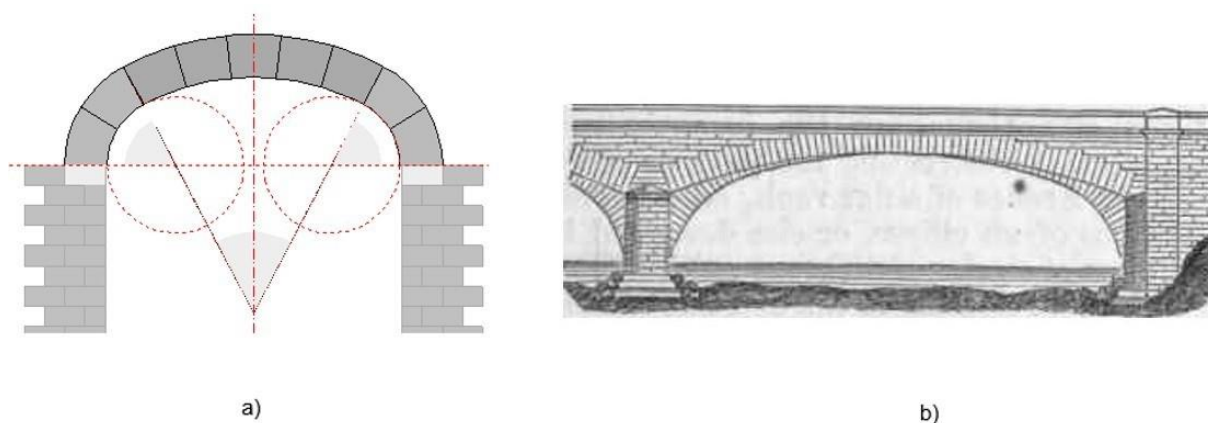


Figura 2.2 – a) Geometria de um arco a partir de dois raios e três centros [19]; b) – Arco da Pont de Neuilly, construído a partir de seis raios de onze centros [20].

### 2.2.2. COMPORTAMENTO DA ALVENARIA

A estrutura de uma ponte em arco de alvenaria de pedra é constituída fundamentalmente por materiais heterogéneos e anisotrópicos - a alvenaria e o material de enchimento. As alvenarias consistem na associação de blocos ligados por argamassa ou interpostos uns sobre os outros. Dada a sua origem, são materiais com reduzida resistência à tração, pelo que o seu funcionamento se procura que seja essencialmente em compressão.

Em termos de juntas, a alvenaria pode ser materializada simplesmente pela junção direta de blocos (alvenarias de juntas secas) ou conter argamassa de ligação (alvenarias de juntas argamassadas).

A estrutura principal, em alvenaria, é constituída por fundações, pilares, arcos, muros de tímpano e encontros. Em termos do comportamento da alvenaria, este é condicionado pela resistência das juntas à tração e ao corte, pela resistência dos blocos à tração e compressão, ou ainda pela resistência da argamassa de ligação à tração e compressão no caso de as juntas serem argamassadas [6].

A resistência a esforços de tração das estruturas de alvenaria e dos seus constituintes é muito reduzida. A sua avaliação pode ser feita através da realização de ensaios de tração direta ou compressão diametral de provetes de pedra e de argamassa, dada a dificuldade de ensaiar provetes representativos de alvenaria devido à baixa resistência das ligações entre blocos. Estes ensaios são aprofundados no trabalho de Pluijm [21] e descritos no ponto 2.3.

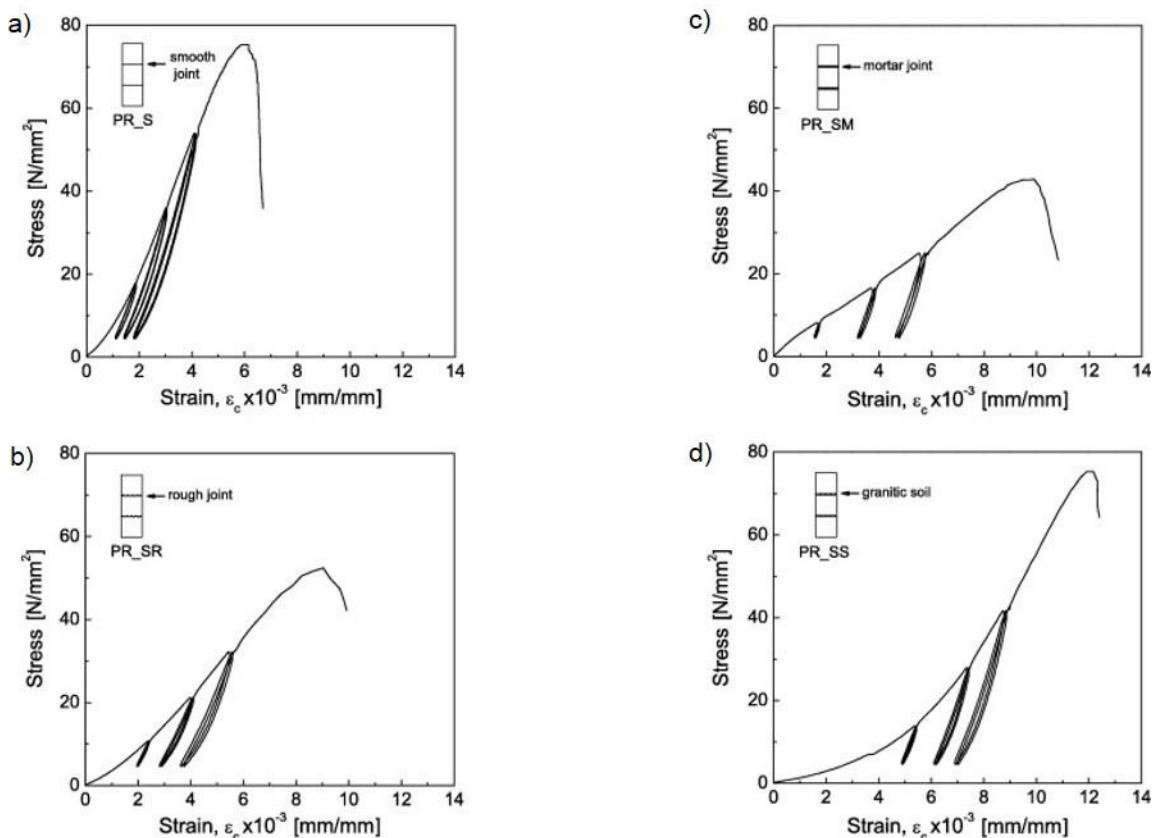


Figura 2.3 - Ensaio de carregamento cíclico em: a) Prismas com juntas lisas secas; b) Prismas com juntas rugosas secas; c) Prismas com juntas lisas argamassadas; d) Prismas com juntas lisas e preenchimento com solo granítico. Fonte [22].

Na avaliação do comportamento em compressão, Vasconcelos [22] apresenta um conjunto de ensaios de compressão monotónicos e cíclicos, representados na Figura 2.3. Nestes ensaios procura-se avaliar o efeito da rugosidade e da existência de argamassa nas juntas, dado que estes são analisados para diferentes condições de rugosidade e para o caso de juntas argamassadas e juntas secas. Conclui-se deste trabalho que as condições de superfície e o material constituinte da argamassa influenciam claramente o comportamento da alvenaria em compressão. No caso de juntas secas, o comportamento à compressão é então função do material constituinte dos blocos e da sua superfície. Já as juntas com argamassa apresentam uma rigidez que é função desta, sendo que quando se dá o esmagamento da argamassa a rigidez da alvenaria passa a ser função da rigidez dos blocos.

Em termos de comportamento ao corte, a alvenaria responde de acordo com a resistência ao corte das interfaces entre blocos, sendo portanto de elevada importância o papel da rugosidade dos blocos e a tensão de compressão neles instalada. Os diferentes tipos de juntas - argamassadas e secas, lisas ou rugosas, apresentam comportamentos diferentes em corte. Para a avaliação desta resistência, existem diversos métodos desenvolvidos na bibliografia, tal como a realização em amostras de dois ou mais blocos de ensaios monolíticos de deslizamento sob tensão vertical constante, descrito em [23].

Os modos de rotura básicos da alvenaria são resumidos por Lourenço [24] em:

- Fendas por tração nas juntas;
- Fendas por corte com escorregamento das juntas para valores baixos de tensão normal;
- Fendilhação nos blocos por tração direta;
- Esmagamento da alvenaria caracterizado por fendas nos blocos por efeito de Poisson para valores elevados da tensão de compressão;
- Fendilhação diagonal por tração nos blocos e para valores da tensão normal suficiente para desenvolver atrito nas juntas.

### 2.2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO ARCO

A geometria do arco e as características mecânicas da alvenaria são aspetos preponderantes a ter em conta na análise do comportamento estrutural de uma ponte em arco de alvenaria de pedra. No processo de transmissão de cargas a estes elementos, diferentes partes da estrutura desempenham um papel importante, que deve ser conhecido em detalhe para uma correta análise estrutural. É então importante verificar que em todos os pontos a alvenaria está a trabalhar em boas condições, em especial fazendo a verificação de que em nenhum ponto se desenvolvem esforços superiores aos admitidos para os blocos e para a argamassa.

Assim, procura-se para os arcos um comportamento maioritariamente em compressão para garantir a sua estabilidade. Esta condição pode ser expressa tendo por base a definição de núcleo central, que representa a área na qual se deve garantir que a resultante de pressões se encontra para assegurar a existência de apenas um tipo de esforço (tração ou compressão). Tratando-se de uma secção de forma aproximadamente retangular, no processo de condução das cargas aos pilares a resultante de tensões em cada secção deve-se localizar no terço central da peça. Para uma secção de área  $A$ , inércia  $I$  e sujeita a esforços de compressão e flexão  $N$  e  $M_x$ , respetivamente, a tensão  $\sigma$  é dada por:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{I} y \quad (2.1)$$

Para uma secção de altura  $h$ , procura-se então que o centro de pressões se encontre no núcleo central, o que é equivalente a respeitar a relação dada pela equação (2.2).

$$e = \frac{M}{N} < \frac{h}{6} \quad (2.2)$$

A Figura 2.4 ilustra a linha de pressões, que resulta das sucessivas posições do centro de pressões ao longo do arco, originada por um dado carregamento. De notar que se a tensão de compressão do material constituinte da alvenaria é ultrapassada, verifica-se o esmagamento da secção nesses pontos. Já nos casos em que a linha de pressões se encontra fora do núcleo central, a fibra em causa estará sujeita a esforços de tração. Considerando uma resistência à tração próxima de zero, o que é uma abordagem bastante realista para o comportamento da alvenaria, pode-se prever a abertura da junta em questão.

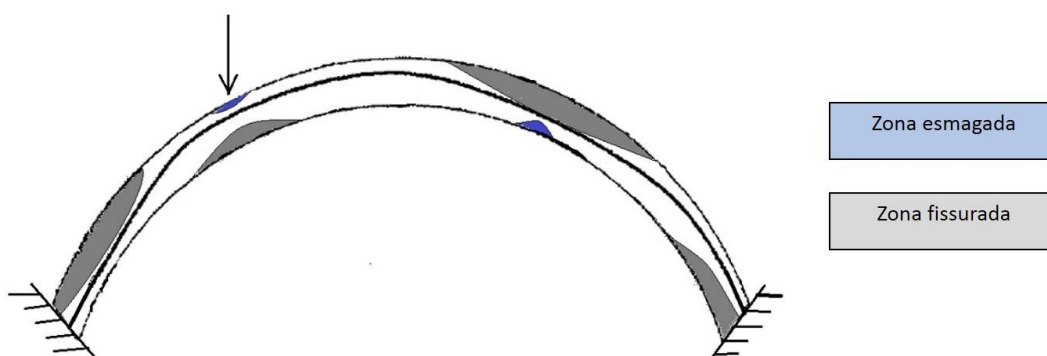


Figura 2.4 – Comportamento de um arco sob uma carga pontual a 1/3 do vão. Representação da linha de pressões e das zonas esmagadas e fissuradas.

Por outro lado, como descrito por Kooharian [25], pode ser utilizada a abordagem de análise plástica, que permite a determinação de um fator de segurança associado à carga de colapso, que resulta neste caso da formação de rótulas entre as unidades de alvenaria, representadas na Figura 2.5 com as letras de A a D.

Esta abordagem introduz as considerações de que:

- A alvenaria não resiste a tensões de tração;
- As tensões existentes são baixas, podendo-se considerar uma resistência infinita em compressão da alvenaria;
- Não ocorre deslizamento.

De notar que a segunda hipótese não se encontra do lado da segurança, podendo em alguns pontos existir concentrações de tensões que provocam o esmagamento local [26].

O fator de segurança é definido pela razão entre o nível de carga que provoca o colapso da estrutura e o nível de carga de serviço, sendo o colapso atingido quando a plastificação de secções origina um mecanismo. De notar que a formação de uma rótula pode ser associada à posição limite do centro de pressões, isto é, a uma distancia de  $h/6$  do centro geométrico da secção retangular.

Traçando a linha de pressões originada por um dado carregamento de serviço, e criando um arco fictício tangente aos pontos limite desta linha, Heyman [27] sugere que a avaliação do fator de segurança pode ser realizada através da razão entre a espessura do arco real e deste arco fictício, propondo o valor de 2 para este fator. Heyman [27] estabelece este valor como um valor razoável para considerar os efeitos de eventuais assimetrias construtivas ou pequenos assentamentos que possam ocorrer durante a vida da estrutura.

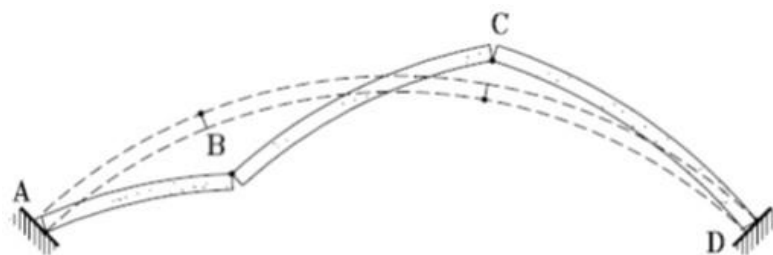


Figura 2.5 – Mecanismo de rotura de um arco. Adaptado de [25].

### 2.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

No sentido de compreender o comportamento de uma estrutura revela-se muito importante ter um bom conhecimento das características dos materiais que a compõem. Esta caracterização tem especial relevância nos casos em que a estrutura já teve um tempo longo de funcionamento e as características dos materiais podem já ter sofrido alterações em relação às condições iniciais. Por outro lado, em estruturas antigas, não existem por vezes dados concretos acerca dos materiais utilizados, pelo que um estudo aprofundado da estrutura se torna impossível.

No sentido de desenvolver um modelo numérico de uma estrutura, com o objetivo de caracterizar o seu comportamento, diversos parâmetros materiais são requeridos. Costa [11] desenvolve com detalhe diversos métodos de caracterização mecânica e física dos materiais. No caso de uma estrutura existente, a caracterização mecânica, física e química dos materiais pode ser realizada com base em recolha de amostras para caracterização em laboratório ou ensaios *in situ*. Podem-se assim distinguir dois tipos de ensaio, os ensaios de carácter destrutivo que envolvem retirar uma amostra do material da estrutura, e os não-destrutivos que praticamente não afetam os materiais e que são geralmente caracterizações qualitativas realizadas no local.

#### 2.3.1. CARACTERIZAÇÃO DA PEDRA E DA ALVENARIA

A caracterização mecânica dos blocos de pedra utilizados na estrutura é geralmente realizada com base em ensaios laboratoriais a partir de amostras retiradas da estrutura, em pontos que não afetam a estética e resistência da mesma. Neste sentido, procede-se à extração de carotes de pedra, que pode ser realizada com recurso a uma máquina de corte rotativa com coroa diamantada. Nos casos em que se pretende avaliar o comportamento da alvenaria, estas amostras são recolhidas com junta.

Um carote retirado de uma estrutura permite em primeiro lugar uma avaliação visual do tipo de material, da espessura dos blocos perfurados e ainda de condições de juntas e tipo de enchimento que



eventualmente constituam a amostra. De seguida, se se verificar que não apresenta qualquer fratura, o carote pode ser alvo de ensaio laboratorial, onde se procura estudar a resistência à compressão, tração e corte dos blocos, assim como o seu módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson [11].

Em termos de resistência à compressão, podem ser realizados ensaios de compressão uniaxial de provetes, com a aplicação de uma força de compressão progressivamente crescente até à rotura. Este ensaio está representado na Figura 2.6. A tensão de rotura por compressão pode ser determinada a partir da força máxima de cada ensaio. Existem ainda alternativas não-destrutivas que podem ser realizadas *in situ*, como a determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassónicas que pode ser posteriormente correlacionada com a resistência à compressão da pedra.



Figura 2.6 – Ensaio de compressão uniaxial [11].

A caracterização da resistência à tração é usualmente realizada a partir do ensaio brasileiro (ensaio de tração por compressão diametral), onde uma prensa imprime uma força de compressão ao longo de duas geratrizes opostas de uma amostra cilíndrica. O ensaio permite a determinação da tensão de rotura por tração a partir da equação (2.3), onde para uma amostra de comprimento  $L$ , diâmetro  $d$ , e resultante da força uniformemente distribuída  $F$ , a tensão de rotura por tração é dada por  $\sigma$ .

$$\sigma = \frac{2F}{\pi \cdot L \cdot d} \quad (2.3)$$

Em termos de avaliação do módulo de elasticidade, este pode ser aferido a partir da medição dos valores de tensões a partir de ensaios de compressão e valores de extensões obtidas após uma série de ciclos de carga, medidas com recurso a extensómetros. O módulo de elasticidade é obtido a partir da relação seguinte:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{(\varepsilon_{a,n} - \varepsilon_{b,n})} \times 10^{-3} \quad (2.4)$$

Onde  $\sigma_b$  representa uma tensão correspondente a uma força inicial  $F_b$  e  $\sigma_a$  representa uma tensão limite que deve corresponder a 1/3 da tensão de rotura por compressão. A norma NP EN 14580 estabelece o procedimento deste ensaio que deverá ocorrer em ciclos sucessivos entre as tensões  $\sigma_b$  e  $\sigma_a$  até que entre dois ciclos sucessivos a variação de extensões não exceda  $1 \times 10^{-5}$ . As extensões  $\varepsilon_{a,n}$  e  $\varepsilon_{b,n}$  são as associadas ao  $n$ -ésimo ciclo de carga.

Os carotes recolhidos permitem ainda a avaliação do peso volúmico, que no caso da alvenaria deve ser tida em conta a percentagem de junta presente na amostra em relação à percentagem de junta existente na globalidade da estrutura.

### 2.3.2. CARACTERIZAÇÃO DA ARGAMASSA

Para a caracterização da argamassa utilizada numa determinada estrutura em alvenaria são habitualmente realizados ensaios laboratoriais no sentido de determinar a resistência à compressão e flexão de provetes. Estes ensaios devem seguir as especificações presentes na norma EN 1015-11.

Destes ensaios resultam valores de resistência à flexão, resistência à compressão e uma estimativa do módulo de elasticidade.

### 2.3.3. CARACTERIZAÇÃO DO ENCHIMENTO

O enchimento de uma ponte em arco de alvenaria é colocado sobre os arcos, confinado pelos muros de tímpano, no sentido de completar a geometria da ponte à cota requerida e tem a função de transmitir as forças aplicadas no pavimento até aos arcos que suportam a estrutura. A solução mais habitual de enchimento são materiais granulares de granulometria esparsa.

Para uma correta caracterização do enchimento, tratando-se de um material com o comportamento de um solo, devem ser estimadas as características físicas como a curva granulométrica que o define, o índice de vazios, teor em água e grau de compactação do material no seu estado de aplicação *in situ*.

Por outro lado, devem ser conhecidos os parâmetros elásticos do material, assim como os parâmetros que determinam a evolução do seu comportamento em regime não-linear. Assim, deve ser estimado o módulo de elasticidade ( $E$ ), o peso específico ( $\rho$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), tal como devem ser definidas as curvas que representam a resposta do material em termos de tensão-deformação, o ângulo de atrito, a coesão e o ângulo de dilatância.

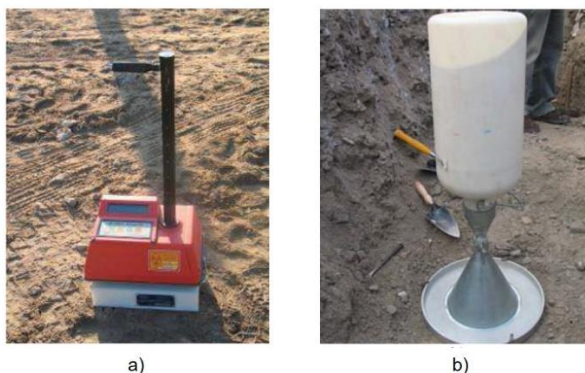


Figura 2.7 – a) Ensaio com célula radioativa [11]; b) Ensaio com garrafa de areia [11].

Em termos de avaliação do peso volúmico e do teor em água, esta pode ser preconizada por um ensaio com célula radioativa. Este ensaio *in situ* consiste num aparelho emissor e recetor de raios gama, que a partir da introdução de um espigão num furo realizado à superfície até ao nível do enchimento avalia estes parâmetros físicos. A avaliação destas propriedades pode ainda ser realizada com recurso ao ensaio com garrafa de areia. Estes ensaios são objeto de descrição detalhada por Fernandes [28].

A avaliação da resistência ao corte e dos parâmetros de deformabilidade do enchimento pode revelar-se complexa e apresenta um grau de incerteza associado à heterogeneidade que se prevê no material. No sentido de se caracterizar a deformabilidade, é habitual recorrer-se a ensaios edométricos e triaxiais [11].

O ensaio edométrico permite avaliar a evolução das deformações axiais e o índice de vazios de uma amostra que se encontra confinada lateralmente, com drenagem livre e submetida a uma carga axial incremental. Já os ensaios triaxiais permitem caracterizar a resistência ao corte e o comportamento tensão-deformação do material de enchimento. A partir deste ensaio é possível estimar o módulo de deformabilidade, o ângulo de dilatância (associado à variação de extensão volumétrica e axial), a coesão e o ângulo de atrito.

#### 2.3.4. IDENTIFICAÇÃO DA COTA DO FIRME

No sentido de caracterizar o solo de fundação de uma estrutura, recorre-se habitualmente a ensaios SPT ou com penetrómetros dinâmicos, descritos em Fernandes [28].

O ensaio SPT é o mais utilizado e consiste na cravação de um amostrador no solo a estudar, sendo registado o número de pancadas necessárias para cravar o tubo associadas a uma determinada distância, sendo estabelecida uma relação entre o número de pancadas e diferentes parâmetros do solo.

Os ensaios com penetrómetros dinâmicos são ensaios semelhantes, permitindo uma descrição mais detalhada da evolução das características do solo. Ao contrário do SPT, este ensaio não permite no entanto recolher amostras. Em função da sua massa e dimensão, os penetrómetros são diferenciados em quatro tipos, desde o penetrómetro dinâmico leve até ao super pesado. No caso de se pretender a identificação do nível do firme, é habitual a realização de ensaios com penetrómetros super pesados pois os mais leves apresentam forças de penetração baixas.

# 3

## ASPETOS REGULAMENTARES E METODOLOGIAS DE ANÁLISE

### 3.1. INTRODUÇÃO

No processo de dimensionamento e verificação de segurança de uma ponte ferroviária, os aspectos dinâmicos associados ao tráfego poderão ter um forte efeito sobre o dimensionamento estrutural. Este efeito tem especial relevância no caso de tráfego a velocidades elevadas, ou devido a aspectos característicos da estrutura.

O conhecimento desenvolvido ao longo do tempo nesta área, para o qual diversas entidades contribuíram fortemente, e onde têm especial relevância os esforços da Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), são hoje uma base para o desenvolvimento de códigos e normas que têm o objetivo de normalizar o processo de concepção e verificação de pontes ferroviárias.

Neste processo, a análise dinâmica da ponte poderá ser muito simplificada, se se prevê que os efeitos dinâmicos não são condicionantes no dimensionamento, ou então o projetista poderá ser obrigado a realizar um estudo mais detalhado.

Neste capítulo são apresentadas as linhas gerais dos aspectos normativos associados ao Eurocódigo 1, mais especificamente às normas EN1991-2 [29] e EN 1990-A2 [30], com especial foco para as ações verticais associadas ao tráfego ferroviário e aos métodos de consideração das ações dinâmicas, sendo apresentada a lógica de verificação de necessidade de realização de uma análise dinâmica.

De seguida, apresentam-se as verificações de segurança específicas das pontes ferroviárias, estabelecendo os limites regulamentares que deverão ser verificados.

Por último, são apresentadas metodologias de análise dinâmica que poderão ser postas em prática se se verificar a necessidade da sua realização.

### 3.2. AÇÕES DE CÁLCULO REGULAMENTARES

A correta avaliação dos esforços a que a estrutura estará sujeita no seu período de vida é de enorme importância para o seu bom dimensionamento, correta avaliação de segurança estrutural e conforto de utilização. A caracterização das ações em pontes ferroviárias é motivo de diversos estudos por parte da Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), que desenvolveu extensos trabalhos que ajudaram a melhor compreender os efeitos do tráfego ferroviário sobre as estruturas, especialmente no que diz respeito aos efeitos dinâmicos associados. Resultados destes trabalhos foram implementados em algumas normas que regem hoje a quantificação das ações para dimensionamento destas estruturas.

Assim, são apresentadas na norma EN1991-2 [29], secção 6, as ações associadas à exploração de pontes ferroviárias, onde são transmitidas ainda algumas regras para se proceder ao cálculo dos efeitos dinâmicos associados ao tráfego ferroviário, entre outros.

São aqui resumidos os principais aspetos a ter em consideração na quantificação das ações verticais (e em especial os efeitos dinâmicos associados), ações horizontais e o modo de combinação e disposição a ter em conta.

#### 3.2.1. CARGAS VERTICAIS - EFEITOS ESTÁTICOS

##### 3.2.1.1. Modelo de carga LM71

O modelo de carga LM71, apresentado na norma EN 1991-2 [29] representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário normal. Este esquema de cargas pretende simular num único esquema de cargas os efeitos de um conjunto de seis veículos tipo, utilizados na caracterização do tráfego ferroviário corrente a circular à sua velocidade característica. O esquema de cargas resultante que envolve os seis comboios tipo é então denominado LM71 e cobre inicialmente apenas os efeitos estáticos dos veículos reais. Na definição deste modelo de cargas deve ser utilizada uma disposição das forças como representado na Figura 3.1, com quatro cargas concentradas de valor  $Q_{vk} = 250\text{KN}$ , espaçadas de 1,6m, que simulam os efeitos dos eixos individuais, e cargas uniformemente distribuídas  $q_{vk} = 80\text{KN/m}$  no restante comprimento da ponte, distanciadas de 0,8m das cargas concentradas. Todas as cargas são colocadas nas posições mais desfavoráveis, podendo as cargas distribuídas ser divididas por tramos.

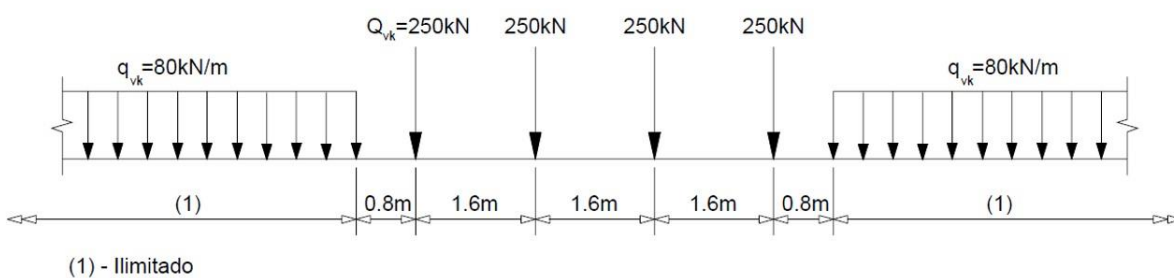


Figura 3.1 – Modelo de cargas LM71 segundo [29]

Está ainda prevista a utilização de um coeficiente  $\alpha$  a afetar as ações, que toma o valor de 1,00 no caso de tráfego considerado normal, podendo ser considerado igual a um dos seguintes valores para os casos de tráfego mais leve ou mais pesado que o normal: 0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46. No UIC Code 702 (2003), o valor de 1,33 é o recomendado para linhas com elevado tráfego de veículos de mercadorias ou linhas internacionais. De notar ainda que este coeficiente é considerado igual a 1,00 se se estiver a avaliar o conforto dos passageiros.

### 3.2.1.2. Modelos de carga SW/0 e SW/2

Os modelos de carga SW/0 e SW/2 estão também descritos na norma EN 1991-2 [29], constituindo uma alternativa ao LM71, sendo prevista uma distribuição como a representada na Figura 3.2, com duas cargas uniformemente distribuídas  $q_{vk}$ , dispostas ao longo de duas faixas de comprimento  $c$  e afastadas entre si de  $a$ . De notar que neste modelo uma parte das cargas poderá ter um efeito favorável, dado que as cargas não devem ser fracionadas.

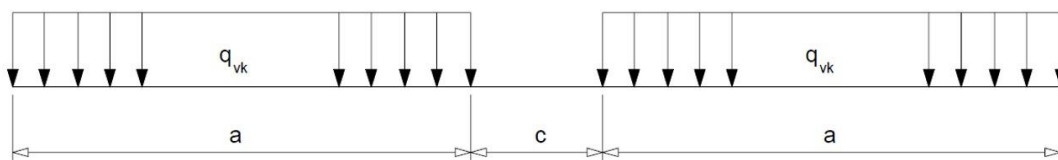


Figura 3.2 – Modelo de cargas SW/0 e SW/2 segundo [29]

O modelo de carga SW/0 pretende representar os efeitos do tráfego ferroviário normal, aplicado aos casos particulares de pontes contínuas.

Já o modelo de cargas SW/2 é aplicável na representação dos efeitos estáticos de tráfego pesado. Este tipo de carregamento é o apresentado tipicamente no transporte de grandes cargas como turbinas ou máquinas industriais, sendo que, habitualmente, este tipo de transporte tem um controlo muito forte e circula a velocidades limitadas. Este facto é justificação para o SW/2 dever ser considerado em apenas uma via, no caso de não se tratar de via única. Na Figura 3.3 está representada parte de uma composição comum neste tipo de transporte, que revela bastantes semelhanças com o modelo de carga SW/2 em termos de esquema de distribuição das forças [31].

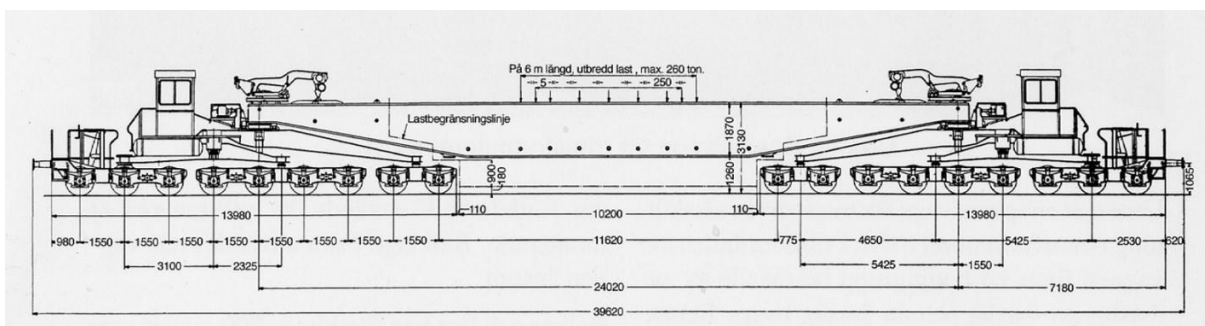


Figura 3.3 – Exemplo de uma composição para transporte de mercadoria muito pesada. Adaptado de [31].

### 3.2.1.3. Modelo "Unloaded Train"

Este modelo de carga tem interesse em algumas verificações em particular, como a verificação de estabilidade perante a ação do vento. A consideração da ação do peso do veículo corresponde à aplicação de uma carga uniformemente distribuída de valor característico 10KN/m ao longo do tabuleiro.

### 3.2.2. CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DINÂMICOS

Os esforços induzidos numa ponte pelo tráfego ferroviário são, em geral, superiores aos provocados pelo mesmo carregamento se este fosse aplicado de forma estática. Isto deve-se essencialmente à velocidade do veículo, que origina um carregamento rápido e com um forte impacto na estrutura. Também o facto de os eixos do comboio terem um espaçamento aproximadamente uniforme poderá contribuir para a amplificação destes esforços, pois sugere a passagem das cargas com um espaçamento aproximadamente constante. Nos casos em que esta frequência de excitação se aproxime da frequência natural da estrutura (ou múltiplos desta), existe a possibilidade de se formarem vibrações excessivas na ponte provocadas pelo fenómeno de ressonância. Por último, as irregularidades (da via ou do veículo) também condicionam os efeitos dinâmicos, promovendo a variação das cargas aplicadas à ponte.

Neste sentido, a norma EN 1991-2 [29] define dois fatores corretivos que devem afetar os resultados dos resultados estáticos. O coeficiente de amplificação dinâmica  $\varphi$  pretende caracterizar os efeitos dinâmicos de comboios reais e o fator dinâmico  $\Phi$  é utilizado para amplificar os resultados da aplicação dos modelos de carga estáticos (LM71, SW/0 e SW/2). De notar que estes fatores não incluem efeitos de ressonância, não sendo válidos para velocidades altas de circulação, sendo que estes efeitos terão de ser considerados através de uma análise dinâmica.

#### 3.2.2.1. Efeitos dinâmicos - comboios reais

O efeito dinâmico das cargas ferroviárias pode então ser avaliado através da majoração dos efeitos estáticos. Esta majoração é função de um coeficiente de amplificação dinâmica que tem como objetivo introduzir no problema considerações relativas às propriedades da estrutura, do veículo e da via. Parâmetros da estrutura como a frequência natural, o amortecimento e a distribuição de massas, e parâmetros do veículo como o espaçamento entre eixos ou a velocidade de circulação, terão um efeito preponderante na resposta dinâmica do sistema, assim como as irregularidades que a via ou o veículo possam apresentar. Assim, os efeitos totais são obtidos por uma equação do tipo:

$$S = (1 + \varphi) \times S_{stat} \quad (3.1)$$

Onde  $\varphi$  representa o coeficiente de amplificação dinâmica.

Neste contexto, foram realizados diversos estudos sobre o tema, dos quais se destacam os trabalhos desenvolvidos por Stokes (1849), Melan (1893) e Timoshenko (1922). Estes trabalhos foram essenciais para os relatórios das comissões ORE D23 e ORE D128, desenvolvidos mais tarde pelo Office for Research and Experiments (ORE) da Union Internationale des Chemins de Fer. Este processo contou ainda com uma grande campanha de medições em pontes de diferentes administrações ferroviárias, com base em diferentes tipologias de comboios que circulam nas mesmas. O tratamento estatístico das medições daí resultantes e ainda a verificação e extrapolação dos resultados através de algumas simulações numéricas utilizando modelos teóricos, permitiu então a uniformização dos coeficientes de amplificação dinâmica. Os valores daí obtidos conduzem a uma probabilidade de erro inferior a 5% para um dado elemento da ponte, levando no entanto a uma sobrestimação do coeficiente de amplificação dinâmica, especialmente em vias balastradas [31].

Neste método, o coeficiente de amplificação dinâmica  $\varphi$  é dividido em duas componentes. A primeira componente  $\varphi'$  representa o efeito dinâmico relativo à vibração de uma viga percorrida por uma força a uma dada velocidade, em situação de via perfeita. A segunda componente,  $\varphi''$  traduz o efeito dinâmico

devido à influência das irregularidades da via. De notar que  $\varphi'$  tende a crescer com o aumento do vão e a diminuir com o aumento da frequência natural da estrutura, sendo o inverso para  $\varphi''$ . Já com o aumento da velocidade, ambos os fatores tendem a aumentar. Os efeitos das irregularidades tendem a ser mais importantes em pontes de pequenos vãos, enquanto  $\varphi'$  tem um efeito crescente à medida que se aumenta a gama de vãos em estudo [31].

Segundo o relatório final do Specialist's Committee D214 (1999b), a eficiência do método está relacionada com o facto de que uma subestimação ou sobrestimação de um dos coeficientes é habitualmente compensada pelo outro componente, pelo que o efeito dinâmico total se aproxima da situação real.

Este método foi posteriormente incorporado no Eurocódigo, sendo referenciado no Anexo C da norma EN 1991-2 [29]. A expressão utilizada é então a seguinte:

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \lambda\varphi'' \quad (3.2)$$

Onde  $\lambda$  é unitário para vias com manutenção normal, podendo ser reduzido para 0,5 nos casos em que se garante um nível de manutenção cuidado.

Sendo o fator  $K$  é um parâmetro definido por:

$$K = \frac{v}{2 \times n_0 \times L_\varphi} \quad (3.3)$$

Onde:

- $n_0$  - Primeira frequência natural da estrutura (Hz), devendo respeitar os limites definidos na Figura 3.4;
- $L_\varphi$  - Comprimento de referência (metros), que depende da deformabilidade do elemento estrutural e deve ser determinado de acordo com a norma EN1991-2 [29].
- $v$  - Velocidade do veículo (m/s).

O valor de  $\varphi'$  é então dado pela seguinte relação:

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K + K^4}, & K < 0,76 \\ 1,325, & K \geq 0,76 \end{cases} \quad (3.4)$$

Sendo o fator  $\varphi''$ , que simboliza as irregularidades da via, dado por:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[ 56e^{-\left(\frac{L_\varphi}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_\varphi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\varphi}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (3.5)$$



Sendo  $\alpha$  um coeficiente de velocidade dado por:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22}, & v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1, & v \geq 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (3.6)$$

### 3.2.2.2. Efeitos dinâmicos - modelos de carga estáticos

O efeito dinâmico pode também ser avaliado a partir da majoração dos resultados dos modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2 previstos no Eurocódigo.

Neste sentido, é introduzido o fator dinâmico  $\Phi$  que afeta os efeitos estáticos produzidos por estes modelos de cargas, estando na sua génese os seis comboios-tipo utilizados na definição do LM71.

Tendo em conta o efeito das irregularidades da via nos efeitos dinâmicos, é também neste caso necessário introduzir uma diferenciação entre a situação de via com manutenção cuidada  $\Phi_2$  ou via de manutenção regular  $\Phi_3$ .

Assim, são definidos os fatores:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\varphi - 0.2}} + 0,82, \quad 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (3.7)$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\varphi - 0.2}} + 0,73, \quad 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (3.8)$$

### 3.2.3. AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE REALIZAR UMA ANÁLISE DINÂMICA

A necessidade de realizar uma análise dinâmica pode ser avaliada com recurso à norma EN 1991-2 [29], que descarta a necessidade de verificações dinâmicas adicionais nos seguintes casos:

Para velocidades máximas de circulação  $v$  inferiores a 200km/h:

- Caso de uma ponte contínua, que respeite os requisitos presentes na norma EN 1990-A2.4.4 [30], onde estão definidos os limites de deformação e vibração a considerar no dimensionamento de pontes ferroviárias e ainda o valor máximo de aceleração do veículo correspondendo a um nível de conforto muito bom dos passageiros segundo a mesma norma.
- Caso de uma ponte que respeite os valores limites de  $n_0$  - frequência do primeiro modo de vibração vertical - dados pela Figura 3.4, sendo L o vão da ponte.

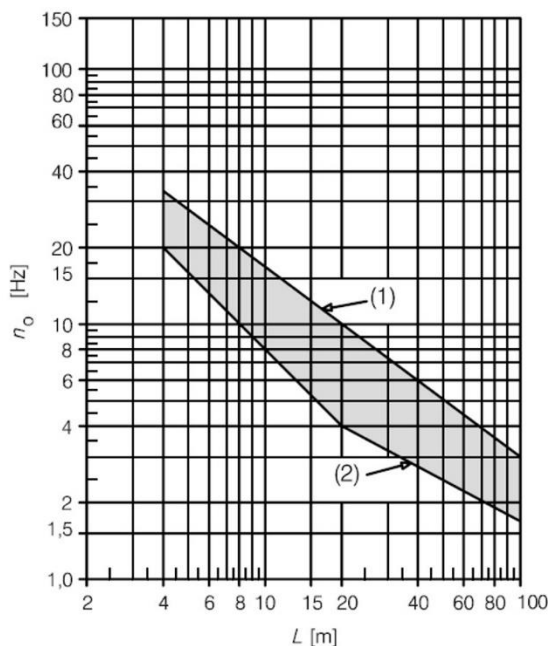


Figura 3.4 – Limites de frequência do primeiro modo de vibração vertical  $n_0$  definidos em [30].

O limite superior de  $n_0$  é condicionado pelos efeitos dinâmicos associados às irregularidades, e dado por:

$$n_0 = 94,76 \times L^{-0,748} \quad (3.9)$$

O limite inferior da frequência  $n_0$  é composto por duas rectas, definidas por:

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L}, & 4m \leq L \leq 20m \\ 23,58 \times L^{-0,592}, & 20m \leq L \leq 100m, \end{cases} \quad (3.10)$$

Para velocidades máximas de circulação  $v$  superiores a 200 km/h:

- Caso de uma estrutura simples - ponte simplesmente apoiada de comportamento semelhante ao de uma viga ou laje sem viés, com vão superior a 40 m e respeitando os limites de  $n_0$  - frequência do primeiro modo de vibração vertical - estabelecidos na Figura 3.4;
- Caso de uma estrutura simples - ponte simplesmente apoiada de comportamento semelhante ao de uma viga ou laje sem viés, onde não seja expectável o acoplamento dos modos de flexão e de torção e se verificarem os valores máximos de  $v_{lim}/n_0$ . Isto é,  $n_t$  - frequência do primeiro modo de torção - é superior a  $1,2n_0$  e  $v/n_0$  respeita os valores limite definidos no Anexo F da norma EN 1991-2 [29].

De notar que a análise dinâmica é sempre necessária quando a velocidade frequente de um comboio real definido no Anexo F da norma EN 1991-2 [29] iguala a velocidade ressonante da estrutura.

Nos casos em que se dispensa a análise dinâmica, uma análise estática com base nos modelos de cargas verticais LM71 ou SW/0 e SW/2 afetada do fator dinâmico  $\Phi$  é suficiente. Caso contrário, se se verificar a necessidade de proceder a uma análise dinâmica:

- Casos de carga adicionais para análise dinâmica deverão ser considerados;
- Deve ser verificada a máxima aceleração do tabuleiro;
- Deve ser feita uma verificação de fadiga em ressonância;
- Os resultados da análise dinâmica devem ainda ser comparados com os resultados da análise estática multiplicada pelo fator dinâmico  $\Phi$ . É utilizado o mais desfavorável dos efeitos no dimensionamento da ponte.

### 3.2.4. ANÁLISE DINÂMICA

A consideração dos efeitos dinâmicos a partir da majoração dos efeitos estáticos com recurso aos coeficientes de amplificação dinâmica tem resultados satisfatórios nos casos em que os fenómenos de ressonância não originam amplificações elevadas das respostas.

Na Figura 3.5 está representado o deslocamento a meio vão de uma ponte, em função do tempo, para as situações de um comboio a circular a  $v= 288$  km/h e  $v= 360$  km/h. De notar que a resposta é muito superior para a menor das velocidades, como consequência do fenómeno de ressonância, cujo efeito é sentido em determinadas velocidades de circulação. Na Figura 3.6 é representado o deslocamento a meio vão em função da velocidade de circulação do veículo, para a mesma estrutura que origina a relação da Figura 3.5. É claro o efeito da ressonância demonstrado pela forte amplificação da resposta para a velocidade de 288km/h [32].

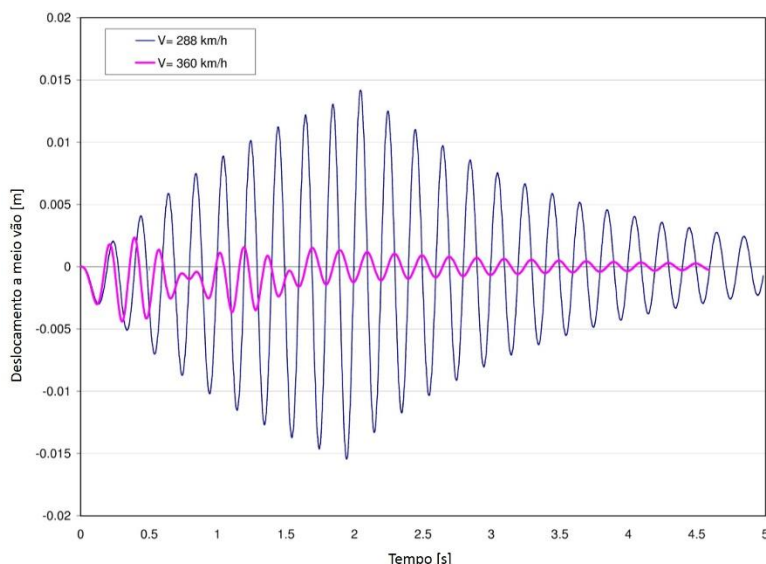


Figura 3.5 – Fenómeno de ressonância – resposta de uma estrutura (em deslocamento) para velocidades de circulação de  $v=288$ km/h e  $v=360$ km/h. Adaptado de [32].

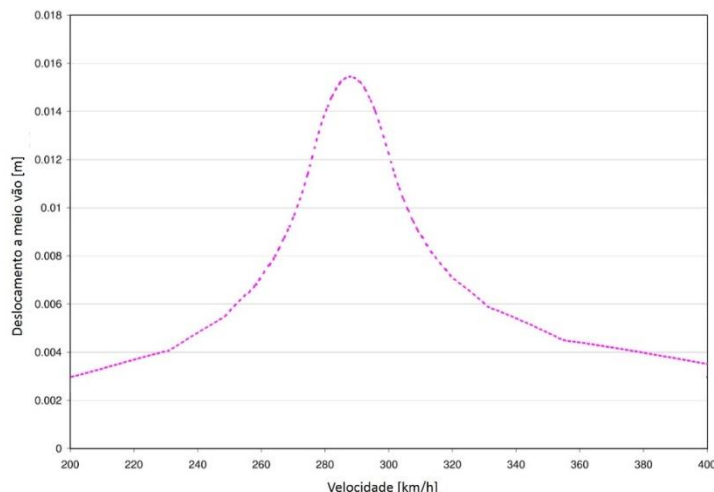


Figura 3.6 – Deslocamento a meio vão de uma estrutura em função da velocidade. Adaptado de [32].

A ressonância ocorre quando a frequência de excitação coincide com a frequência do modo de vibração fundamental da ponte, o que pode ser traduzido através do conceito de comprimento de onda:

Sendo o comprimento de onda da excitação dado por:

$$\lambda = \frac{v}{n_0} \quad (3.11)$$

Onde  $n_0$  é a frequência do modo de vibração fundamental da estrutura e  $v$  representa a velocidade do comboio. A ressonância ocorre quando a distância característica  $D$  entre eixos do veículo coincide com um múltiplo deste comprimento de onda.

Nas situações em que a ressonância origina uma amplificação forte da resposta, a análise através de um coeficiente de amplificação dinâmica a afetar os esforços estáticos origina um sub-dimensionamento considerável da estrutura. Deve-se proceder então a uma análise dinâmica. Tendo em consideração as distâncias típicas entre eixos e as frequências habituais dos modos de vibração das pontes, o fenómeno de ressonância ganha expressão para velocidades superiores a 200km/h, sendo por isso este valor uma referência para o procedimento de análise dinâmica.

Para velocidades inferiores a 200km/h em que se verifique a necessidade de proceder a uma análise dinâmica, esta análise deve ter em consideração comboios reais e os doze comboios detalhados no Anexo D da norma EN 1991-2 [29].

Para velocidades superiores a 200km/h, a análise dinâmica deverá ser realizada utilizando valores característicos de carregamento de comboios reais. A seleção destes comboios deverá ter em consideração os tipos de comboios a circular na estrutura.

Esta análise pode ainda ser realizada recorrendo ao modelo de carga HSLM preconizado na norma EN 1991-2 [29], no caso de pontes situadas em linhas internacionais cujo dimensionamento deva atender às especificações de interoperabilidade, onde se distinguem dois modelos de cargas - HSLM-A e HSLM-B. A sua utilização pretende representar a envolvente dos efeitos dinâmicos dos comboios que circulam

nas linhas de alta velocidade europeias. A caracterização dos modelos de carga é detalhada no ponto 6.4.6.1 da norma EN 1991-2 [29].

### 3.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA ESPECÍFICAS DAS PONTES FERROVIÁRIAS

Uma vez realizada a análise com as ações de cálculo regulamentares, a segurança estrutural, a segurança da via e as acelerações induzidas ao material rolante devem ser verificados. Neste sentido, estão descritas em EN 1991-2:2003 [29] e EN 1990-A2 [30] as condições a respeitar em estado limite último, assim como os limites normativos que deverão ser tidos em conta em termos de deformações, deslocamentos e acelerações no dimensionamento de uma ponte ferroviária.

#### 3.3.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL

No sentido de garantir a segurança estrutural, a norma EN 1991-2 [29] prevê que seja verificada a necessidade de realização de uma análise dinâmica, de acordo com o descrito em 3.2.3. Nesta lógica, para efeitos de dimensionamento estrutural, devem ser tidos em consideração os efeitos mais desfavoráveis entre uma análise estática e uma análise dinâmica.

No caso de se verificar a necessidade de uma análise dinâmica, o dimensionamento de uma ponte ferroviária deve ter em consideração o mais desfavorável dos dois cenários seguintes:

- i. Cálculo dinâmico com recurso aos modelos de comboios de alta-velocidade HSLM ou a comboios reais:

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2}\right) \times \{HSLM \text{ ou Comboio Real}\} \quad (3.12)$$

Onde o fator  $\varphi'_{dyn}$  representa o fator de amplificação dinâmica obtido a partir da equação (3.13), onde  $y_{stat}$  e  $y_{dyn}$  representam, respetivamente, o valor máximo da resposta estática e dinâmica num dado ponto da estrutura. Estes valores são obtidos da análise dinâmica com comboios reais ou com os modelos HSLM definidos em [14].

$$\varphi'_{dyn} = \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (3.13)$$

Já o parâmetro  $\varphi''$  está associado ao acréscimo de resposta dinâmica devido às irregularidades, e é determinado segundo a equação (3.5).

- ii. Cálculo estático resultante de:

$$\Phi \times (LM71 \text{ "+" } SW/0) \quad (3.14)$$

Onde LM71 e SW/0 representam os modelos de carga definidos em Cargas verticais - Efeitos estáticos e  $\Phi$  é o fator dinâmico associado.

### 3.3.2. SEGURANÇA DA VIA

As verificações de deformação e vibração são de grande importância para a segurança da via e são igualmente objeto de referência nas normas europeias. Deformações elevadas representam um risco para o tráfego ferroviário ao dar origem a variações na geometria da via e concentração excessiva de esforços em determinadas zonas dos carris. Valores excessivos de vibração têm igualmente um efeito nefasto na via, provocando instabilização da camada de balastro e reduzindo o contacto roda-carril. A norma EN 1990-A2 [30] define um conjunto de verificações a realizar, das quais se destacam para as pontes ferroviárias as seguintes:

- Aceleração vertical do tabuleiro - associado à estabilidade do balastro e ao contacto roda-carril;
- Torção do tabuleiro - associado ao risco de descarrilamento por torção excessiva;
- Deformação vertical do tabuleiro - associado às deformações nos carris;
- Deformação e vibração transversal do tabuleiro - associado às deformações nos carris;

A aceleração vertical do tabuleiro tem um forte efeito sobre a camada de balastro. A existência de níveis elevados de aceleração vertical contribui fortemente para a instabilização do balastro e consequente perda de resistência da via e alteração da sua geometria. Este fenómeno representa um fator de insegurança para o tráfego ferroviário, para além de contribuir para o aumento dos custos de manutenção da via-férrea. A título de exemplo, de acordo com [33], uma estatística apresentada pela CR - *Chinese Railways* indica que neste país os trabalhos originados por problemas na camada de balastro representam cerca de 75% do volume diário de trabalhos na fia férrea. Assim, verifica-se a enorme importância de se proceder ao correto controlo de estabilidade do balastro.

Em termos de aceleração vertical do tabuleiro, estão definidos em EN 1990-A2 [30] os valores de pico máximos admitidos, distinguindo-se o caso de via balastrada e o caso de via assente diretamente na estrutura, sendo especificados os seguintes valores:

- 3,5 m/s<sup>2</sup> no caso de pontes com via balastrada;
- 5,0 m/s<sup>2</sup> no caso de via não balastrada assente diretamente na estrutura.

A avaliação da resposta dinâmica em termos de aceleração do tabuleiro deve ser realizada partindo de uma análise dinâmica considerando os modelos aplicáveis - HSLM ou a utilização de comboios reais, considerando a contribuição dos modos de vibração com frequências até ao máximo de:

- 30 Hz;
- 1,5 a 2,0 vezes a frequência do primeiro modo de vibração, incluindo no mínimo os três primeiros modos.

De notar que diversos trabalhos são desenvolvidos na área da caracterização do comportamento do balastro, de modo a definir os limites regulamentares mais adequados que garantam a segurança da via. Exemplo destes trabalhos são as pesquisas de Baeßler e Zacher [34], que têm provado a necessidade de consideração de modos de vibração com frequências mais elevadas, sendo usual a recomendação de frequências até aos 60 Hz.

No que diz respeito à torção do tabuleiro, a sua verificação deve ter como base os valores característicos do LM71 e SW/0 ou SW/2 (quando aplicáveis), multiplicados pelos coeficientes  $\Phi$  e  $\alpha$ , ou ainda o HSLM incluindo efeitos de força centrífuga. Estão definidos no Eurocódigo os limites referentes a uma via de bitola  $s = 1435$  mm. Sendo  $t$  a variação do desnível vertical máximo entre dois carris, numa dada secção transversal da via, num comprimento de 3m, este parâmetro deve respeitar os seguintes detalhados no Quadro 3.1 em função da velocidade de circulação.

Quadro 3.1 – Valores máximos de desnível vertical máximo entre dois carris, numa dada secção transversal da via, num comprimento de 3m. Adaptado de [30].

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

O valor total de  $t$  considerando um possível empenamento pré-existente na estrutura e o efeito da passagem de tráfego ferroviário, deve ainda ser limitado a 7,5 mm/3m.

Quanto à deformação vertical do tabuleiro, a sua limitação está relacionada com a conservação de variações angulares máximas compatíveis com a circulação segura dos veículos. Em qualquer ponto da via, a deformação deve estar limitada a  $L/600$  na atuação do modelo de cargas LM71 (e SW/0 ou SW/2 quando aplicáveis), multiplicada pelo fator  $\alpha$ .

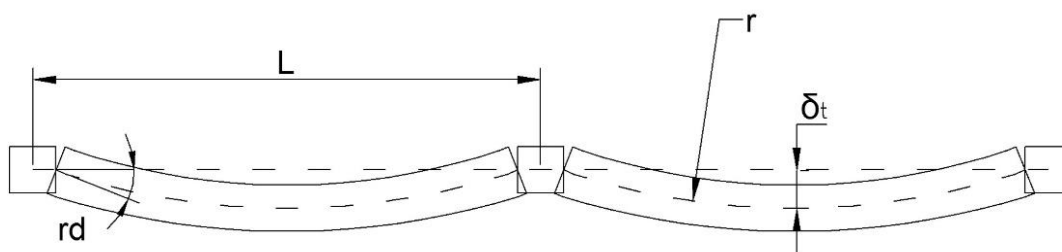


Figura 3.7 – Deformação horizontal do tabuleiro

No plano transversal, os deslocamentos e rotações do tabuleiro têm limitações regulamentares que pretendem garantir a segurança de circulação associada à geometria da via neste plano. Na norma EN 1990-A2 [30], este efeito é considerado através da limitação do raio de curvatura da via  $r$  e da variação angular máxima  $r_d$ , tendo por base os resultados da aplicação de:

- Modelos de carga LM71 e SW/0 (quando aplicável), multiplicados pelos coeficientes  $\Phi$  e  $\alpha$ , ou, em alternativa, os valores resultantes da simulação da circulação de um comboio real;
- Ação do vento;
- Força de lacete;
- Força centrífuga;
- Variação diferencial de temperatura neste plano.

Assim, em função da velocidade de circulação, devem ser respeitados os limites presentes no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Limites de variação angular  $r_d$  e raios mínimos de curvatura  $r$ . Adaptado de [30].

$v$ (km/h)	$r_d$ (rad)	$r$ (m)	
		Tabuleiro único	Vários tabuleiros
$v \leq 120$	0,0035	1700	3500
$120 < v \leq 200$	0,002	6000	9500
$v > 200$	0,0015	14000	17500

Sendo o raio de curvatura da via  $r$  dado por:

$$r = \frac{L^2}{8\delta_t} \quad (3.15)$$

Onde  $\delta_t$  representa o deslocamento transversal do tabuleiro, incluindo a deformação do tabuleiro, pilares e fundações.

Ainda no plano transversal, em termos de vibração no tabuleiro, devem ser evitadas as baixas frequências, pelo que a frequência do primeiro modo de vibração deverá ser superior a 1,2 Hz.

### 3.3.3. CRITÉRIOS DE CONFORTO DO MATERIAL ROLANTE

Na norma europeia é feita referência aos limites associados ao conforto dos passageiros que circulam no veículo. O critério de conforto tem por base a limitação dos níveis de acelerações verticais sentidas pelos passageiros no interior da caixa. Em função do nível de conforto procurado, são introduzidos os limites presentes no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Níveis de conforto em função da aceleração sentida no veículo. Adaptado de [30]

Nível de conforto	Aceleração vertical (g)
Muito bom	0,10
Bom	0,13
Aceitável	0,20

A verificação dos níveis de aceleração pode ser realizada com base na limitação da flexa máxima vertical do tabuleiro  $\delta$ , para o caso de pontes com vãos simplesmente apoiados, ou com continuidade, cujos tramos apresentem comprimento inferior a 120 m e que não tenham variações significativas de rigidez. A determinação da flexa vertical tem por base a utilização do modelo LM71, afetado do fator  $\Phi$ .

É assim apresentado o gráfico da Figura 3.8 que em função do vão  $L$  e da velocidade de circulação  $v$ , indica o valor máximo da flexa vertical admissível para a situação de nível de conforto "muito bom". Para a consideração de nível de conforto "bom" e "aceitável", o valor resultante poderá ser dividido por 1.3 e 2.0, respetivamente.



Já para tabuleiros com menos de três vãos e tabuleiros contínuos com três ou mais tramos, os valores limite deverão ser multiplicados por 0,7 ou 0,9 respectivamente.

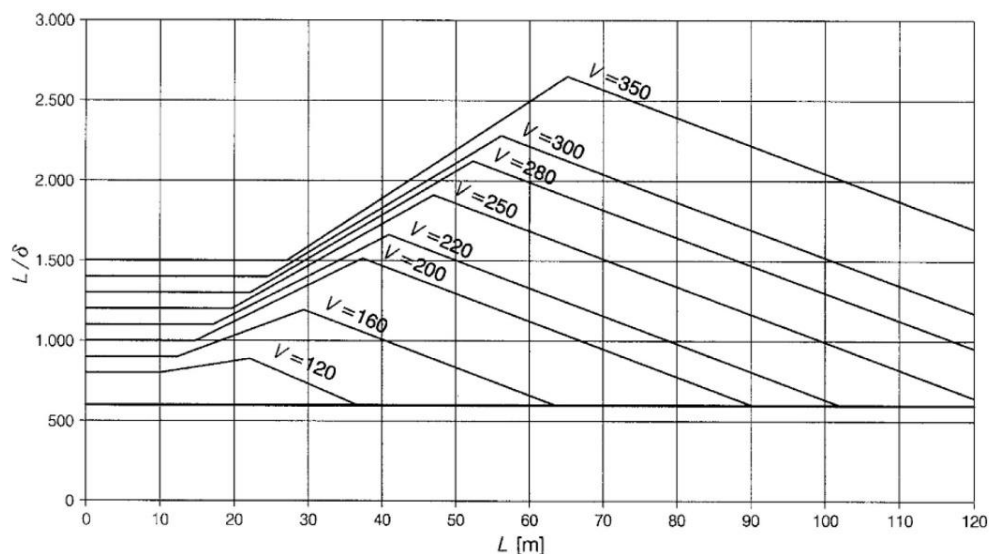


Figura 3.8 – Valor máximo da flexa vertical em função do vão  $L$  e da velocidade de circulação  $v$ , para um nível de nível de conforto "muito bom". Fonte [30].

Em alternativa, a avaliação da aceleração vertical poderá ser determinada com recurso a uma análise dinâmica com interação ponte-comboio, recorrendo a modelos de comboios reais em circulação na estrutura em causa. De notar que uma análise específica é necessária para pontes com vãos variáveis ou superiores a 120 m, assim como para estruturas que apresentem variações de rigidez do tabuleiro. Quando uma análise dinâmica ponte-comboio é requerida, devem ser tidos em conta os seguintes fatores:

- Velocidade máxima de circulação;
- Consideração das características dos comboios reais específicos do projeto em causa;
- Interação dinâmica das massas dos veículos e da estrutura;
- Características específicas de rigidez e amortecimento das suspensões do veículo;
- Número de veículos suficiente para caracterizar os efeitos máximos de carregamento no vão mais longo;
- Em estruturas de múltiplos vãos, consideração de número suficiente de vãos para desenvolver quaisquer efeitos de ressonância na suspensão do veículo.

### 3.4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

O efeito das cargas em movimento associadas ao tráfego ferroviário pode ter uma forte influência na estrutura. Originam-se assim esforços superiores aos originados pela aplicação de cargas de forma estática, pelo que em muitas situações, seja por condições estruturais ou de velocidade de circulação, é necessário realizar uma análise dinâmica.

Existem diversas metodologias que podem ser utilizadas para responder a este problema, podendo-se distinguir em:

- Metodologias simplificadas;
- Metodologias empíricas;
- Metodologias analíticas;
- Metodologias numéricas;

As metodologias simplificadas têm por base a formulação analítica e não exigem uma análise tão complexa. O seu campo de aplicação é bastante restrito, podendo ser utilizado em casos de pontes isostáticas com comportamento de viga simplesmente apoiada, e onde o contributo do primeiro modo de vibração vertical traduz com boa aproximação a resposta dinâmica da estrutura. Ribeiro [35], descreve no seu trabalho o método da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER) e o método da Linha de Influência Residual (LIR), desenvolvidos pela comissão de especialistas D214 do ERRI, e que representam as principais metodologias simplificadas de análise dinâmica.

As metodologias empíricas são de utilização muito limitada, pois têm por base os dados recolhidos de um conjunto limitado de análises a estruturas concretas. Ainda assim, permitem estimar valores para estruturas similares às estudadas.

Em termos de compreensão dos princípios básicos que regem a resposta dinâmica, as metodologias analíticas são as que melhor o permitem. A sua aplicação é muito comum em problemas de estruturas muito simples, apresentando soluções de grande complexidade para os casos comuns de problemas com elevado número de graus de liberdade. Vários problemas clássicos de cargas móveis sobre elementos simples, como vigas simplesmente apoiadas, são analisados por Frýba [36].

Já a utilização de metodologias numéricas revela-se muito interessante quando se está perante um problema complexo. Este tipo de análise pode ter por base o método dos elementos finitos, utilizado em grande escala na resolução de problemas numéricos, e que se encontra implementado em diversos programas comerciais que permitem realizar análises dinâmicas. As grandes desvantagens que as metodologias numéricas apresentam, estão relacionadas com o tempo de cálculo elevado em problemas mais complexos. No entanto, a evolução tende para o favorecimento contínuo dos métodos numéricos em detrimento dos restantes, dado que este tempo de processamento tende a diminuir com a evolução dos computadores.

Por outro lado, dependendo do tipo de análise, o problema pode ser simplificado e diminuído o tempo de processamento, pelo que uma escolha criteriosa da abordagem pode revelar-se muito útil. Em certos casos, a simples consideração de um conjunto de cargas em movimento sobre a estrutura poderá conduzir aos resultados desejados, sendo que uma análise dinâmica tendo em consideração a interação entre o comboio e a estrutura conduz a uma maior complexidade mas permite introduzir bastantes mais variáveis no problema. A primeira solução corresponde à abordagem mais simplificada, sendo a segunda aquela que melhor traduz o fenómeno real. Para se proceder a uma análise com interação, as características dinâmicas do comboio terão de ser bem conhecidas, e tal permite considerar na análise os efeitos das imperfeições da via e avaliar as acelerações registadas no interior do comboio.

### 3.4.1. ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

#### 3.4.1.1. Formulação da equação de equilíbrio dinâmico

A equação de equilíbrio dinâmico de um sistema estrutural traduz o equilíbrio de forças associadas a cada grau de liberdade da estrutura, sendo elas as forças exteriores  $F(t)$  e as forças internas, originadas pela existência de movimento - as forças de inércia  $F_i(t)$ , as forças de amortecimento  $F_c(t)$  e as forças elásticas  $F_e(t)$ . O equilíbrio destas forças é então dado por:

$$F_i(t) + F_c(t) + F_e(t) = F(t) \quad (3.16)$$

Todas as forças resistentes são função do deslocamento ou de uma das suas derivadas temporais. Para o caso geral de um sistema de  $n$  graus de liberdade, sendo  $u$  o vetor dos deslocamentos,  $\dot{u}$  o vetor das velocidades e  $\ddot{u}$  o vetor das acelerações, de dimensão  $n$ , então estas forças são dadas por:

$$F_e(t) = K \cdot u(t) \quad (3.17)$$

$$F_c(t) = C \cdot \dot{u}(t) \quad (3.18)$$

$$F_i(t) = M \cdot \ddot{u}(t) \quad (3.19)$$

Onde  $K$ ,  $C$  e  $M$  correspondem respetivamente às matrizes de rigidez, amortecimento e massa da estrutura, no referencial global. Para um sistema com  $n$  graus de liberdade, estas matrizes têm dimensão  $n \times n$ . Assim, a equação de equilíbrio dinâmico pode ser definida por:

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = F(t) \quad (3.20)$$

As matrizes elementares de massa e rigidez são determinadas de acordo com os elementos utilizados, tendo por base os graus de liberdade considerados em cada elemento. As matrizes  $K$  e  $M$  da estrutura são então obtidas a partir do correto espalhamento das matrizes dos vários elementos utilizados para a sua discretização.

Já a matriz de amortecimento, é habitualmente formulada nos problemas de análise dinâmica através de uma combinação linear das matrizes de rigidez  $K$  e de massa  $M$ , sendo definida como matriz de amortecimento de Rayleigh. Esta formulação é originada pela dificuldade em quantificar os coeficientes que compõem a matriz de amortecimento nos casos de estruturas correntes, dado que existem diversos mecanismos que contribuem para o amortecimento das vibrações. A matriz  $C$  pode então ser definida por:

$$C = c_1 \cdot M + c_2 \cdot K \quad (3.21)$$

Onde  $c_1$  e  $c_2$  representam constantes de proporcionalidade do amortecimento em relação à massa e à rigidez, definidos pelo seguinte sistema de equações:

$$\begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \\ \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

Onde  $\omega_m$  e  $\omega_n$  representam as frequências angulares correspondentes a dois modos de vibração (m-ésimo e n-ésimo) da estrutura e  $\xi_m$  e  $\xi_n$  correspondem aos coeficientes de amortecimento associados a esses modos.

A solução deste sistema permite conhecer as constantes  $c_1$  e  $c_2$ , dadas por:

$$\begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \cdot \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & \frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

De notar que é usual a consideração de coeficientes de amortecimento semelhantes para os modos avaliados ( $\xi_m = \xi_n = \xi$ ), o que resulta numa equação simplificada para os coeficientes de proporcionalidade [37]:

$$\begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \cdot \begin{bmatrix} \omega_m \cdot \omega_n \\ 1 \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

Na prática, é recomendada a utilização de  $\omega_m$  correspondente à frequência fundamental do sistema e  $\omega_n$  correspondente a uma frequência elevada, associada um modo que contribua de forma significativa para a resposta dinâmica [40]. Deste processo conclui-se que modos com frequências entre  $\omega_m$  e  $\omega_n$  terão valores de coeficiente de amortecimento inferiores, enquanto que para frequências superiores a  $\omega_n$  o valor do coeficiente de amortecimento é superior a  $\xi_n$ . Esta curva que define a relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para o amortecimento de Rayleigh está representada na curva (1) da Figura 3.9.

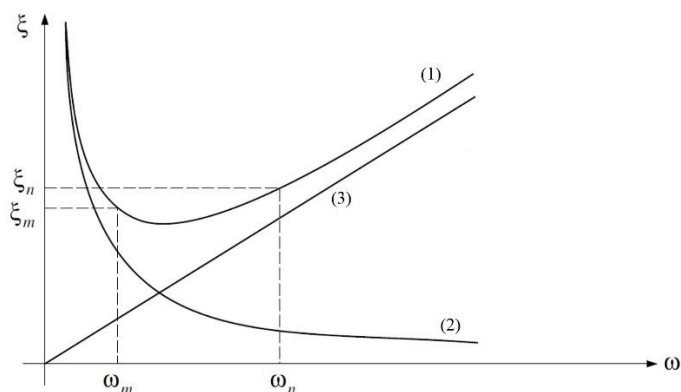


Figura 3.9 – (1) - Amortecimento de Rayleigh; (2) - Amortecimento proporcional à massa; (3) – Amortecimento proporcional à rigidez. Adaptado de [37].

Na Figura 3.9 estão também representadas as curvas (2) e (3) que representam, respetivamente, as situações em que se considera o amortecimento proporcional à massa e à rigidez. A abordagem de Rayleigh revela uma grande melhoria nos resultados em relação a estas abordagens, sendo que estas não se revelam apropriadas para a análise de sistemas de múltiplos graus de liberdade, onde existe uma larga gama de modos com importante contribuição.

#### 3.4.1.2. Resolução da equação de equilíbrio dinâmico pelo método de Newmark

Na resolução do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico, um dos métodos mais utilizados é o método de Newmark, um método implícito de integração direta. Neste método é imposta uma lei de variação linear das acelerações, admitindo-se:

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + [(1 - \gamma)\Delta t] \times \ddot{u}(t) + \gamma\Delta t \times \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (3.25)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \times \dot{u}(t) + \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 \right] \times \ddot{u}(t) + \beta\Delta t^2 \times \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (3.26)$$

Os parâmetros  $\beta$  e  $\gamma$  estão relacionados com a variação da aceleração no tempo e definem a estabilidade e precisão do método. Valores de  $\gamma = 1/2$  e  $1/6 \leq \beta \leq 1/4$  são habitualmente utilizados e garantem um bom funcionamento do método [38]. Verifica-se que o método é incondicionalmente estável e exhibe precisão de 2ª ordem para os valores de  $\gamma = 1/2$  e  $\beta = 1/4$ .

Em termos de fixação do incremento de tempo  $\Delta t$  com o qual a solução avança no domínio do tempo, este deve procurar assegurar uma correta representação dos primeiros modos de vibração, dado que são esses os que mais contribuem para a resposta dinâmica da estrutura. Estão definidos em ERRI D214/RP9 [39] critérios de incrementos de tempo mínimos a utilizar, em função da máxima frequência que se pretende considerar na resposta  $f_{max}$ , do vão  $L$ , dos  $n$  modos que se pretende incluir e da velocidade máxima do comboio  $v_{max}$ . O primeiro critério pretende garantir que o ciclo de movimento sinusoidal de maior frequência é representado em pelo menos oito pontos, estando o segundo critério associado à precisão de caracterização da excitação. O incremento de tempo  $\Delta t$  deve então ser igual a:

$$\Delta t = \min \left\{ \frac{1}{8f_{max}}; \frac{L}{4 \cdot n \cdot v_{max}} \right\} \quad (3.27)$$

De notar no entanto que na sequência do estudo de sensibilidade realizado por Ribeiro [35], deverá ainda ser avaliada a necessidade de consideração de um incremento de tempo inferior para a determinação das acelerações, sendo proposto um valor da ordem de:

$$\Delta t = \frac{1}{20f_{max}} \quad (3.28)$$

Em termos de amortecimento, é habitual a utilização da matriz de amortecimento de Rayleigh.

### 3.4.1.3. Método da sobreposição modal

O método da sobreposição modal é uma alternativa aos métodos de integração direta, no qual as coordenadas iniciais são transformadas em coordenadas modais, originando um conjunto de equações modais independentes [38]. Cada uma destas equações é então resolvida separadamente e as respostas correspondentes a cada um dos modos de vibração são obtidas, sendo determinada a contribuição de cada modo para a resposta do sistema. A resposta total é obtida a partir da combinação de todas as contribuições modais.

Neste sentido, procura-se representar o vetor de deslocamento total da estrutura a partir da soma de todas as componentes modais, dadas pelo produto entre o vetor que define a forma de cada modo  $\Phi_n$ , e a sua amplitude modal  $Y_n$ . Assim, o vetor de deslocamento total é dado por:

$$u(t) = \Phi_1 \cdot y_1(t) + \Phi_2 \cdot y_2(t) + \Phi_3 \cdot y_3(t) + \dots + \Phi_N \cdot y_N(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_n \cdot y_n(t) \quad (3.29)$$

Do mesmo modo é possível determinar velocidades  $\dot{u}(t)$  e acelerações  $\ddot{u}(t)$ .

Dadas as condições de ortogonalidade dos modos, é possível criar um sistema de equações diferenciais linearmente independentes, associadas a cada modo de vibração. A partir da resolução de cada uma destas equações separadamente e com a posterior combinação de efeitos é possível obter a resposta dinâmica total do sistema.

Podem assim ser definidas equações de equilíbrio desligadas, da forma apresentada em (3.20), onde as coordenadas  $u$  são substituídas por coordenadas modais  $y_n$ . Assim, para o modo de vibração  $n$ , a equação de equilíbrio é dada por:

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \quad (3.30)$$

Onde  $M_n$  representa agora a massa modal,  $C_n$  representa o amortecimento modal e  $K_n$  a rigidez modal.  $F_n$  representa a força modal. Partindo das considerações de ortogonalidade dos modos, estes parâmetros são dados por:

$$M_n = \Phi_n^T M \Phi_n \quad (3.31)$$

$$C_n = \Phi_n^T C \Phi_n \quad (3.32)$$

$$K_n = \Phi_n^T K \Phi_n \quad (3.33)$$

$$F_n = \Phi_n^T F(t) \quad (3.34)$$

Este método apresenta a vantagem de que pode ser especificado um coeficiente de amortecimento separadamente para cada modo de vibração. Resolvendo as equações de equilíbrio são determinadas as coordenadas modais  $y_n$  e sobrepondo os efeitos de todos os modos calcula-se então o vetor  $u$  dos deslocamentos finais de cada grau de liberdade.

### 3.4.2. ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO COMBOIO-ESTRUTURA

A análise dinâmica de uma ponte ferroviária pode ser realizada com base na metodologia simplificada de um conjunto de cargas móveis que representam as cargas impostas pelo veículo na estrutura. Esta metodologia permite obter resultados satisfatórios em alguns casos, particularmente quando se verifica que a interação não influencia significativamente a resposta dinâmica da estrutura, como nos casos em que a massa do veículo é pequena em comparação com a da estrutura. Esta metodologia tem a vantagem de representar um esforço de cálculo reduzido em comparação com processos mais complexos.

No entanto, os resultados desta análise não representam o fenómeno real, uma vez que são ignoradas as variações que os efeitos dinâmicos da estrutura do comboio induzem nos esforços da ponte. Uma das maiores limitações desta abordagem prende-se ainda com a impossibilidade de estudar o comportamento dinâmico do comboio em movimento, sendo assim ignorados os efeitos dinâmicos da ponte sobre este e os efeitos resultantes das irregularidades da via.

Este método consiste na aplicação de forças verticais sobre os carris, equivalentes ao carregamento por eixo do comboio. No problema dinâmico, a caracterização das cargas móveis é realizada através da definição de funções de carga temporais nos nós pertencentes ao percurso definido para as cargas, sendo para cada instante de tempo iguais às forças nodais equivalentes às cargas móveis. A definição destas funções de carga temporais parte da definição dos nós que constituem o percurso das cargas.

Sendo  $x_0$  a posição do primeiro eixo do comboio,  $x_{k,0}$  representa a posição inicial de uma determinada carga  $P_k$  associada a um dado eixo, e é dada por:

$$x_{k,0} = x_0 - d_k \quad (3.35)$$

Onde  $d_k$  representa a distancia entre o eixo  $k$  e o primeiro eixo do comboio. A posição da carga  $P_k$  no instante de tempo  $t$  é dada pela seguinte função de carga temporal:

$$x_k(t) = x_{k,0} + v \cdot t \quad (3.36)$$

Sendo conhecida a posição de cada carga num dado instante  $t$ , dada por  $x_r(t)$ , é possível converter esta carga em forças nodais equivalentes por intermédio da expressão:

$$P_i = P_k \cdot N_i(x_k) \quad (3.37)$$

Na expressão (3.37),  $N_i(x_k)$  define uma função de forma definida para o nó  $i$  da estrutura, sendo esta função de forma definida por:

$$N_i(x) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}}, & x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ 1 - \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}}, & x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (3.38)$$

Onde  $L_{i-1,i}$  representa a distância entre os nós  $i - 1$  e  $i$ ; já  $L_{i,i+1}$  representa a distância entre os nós  $i$  e  $i + 1$ . Esta função de forma está representada na Figura 3.10.

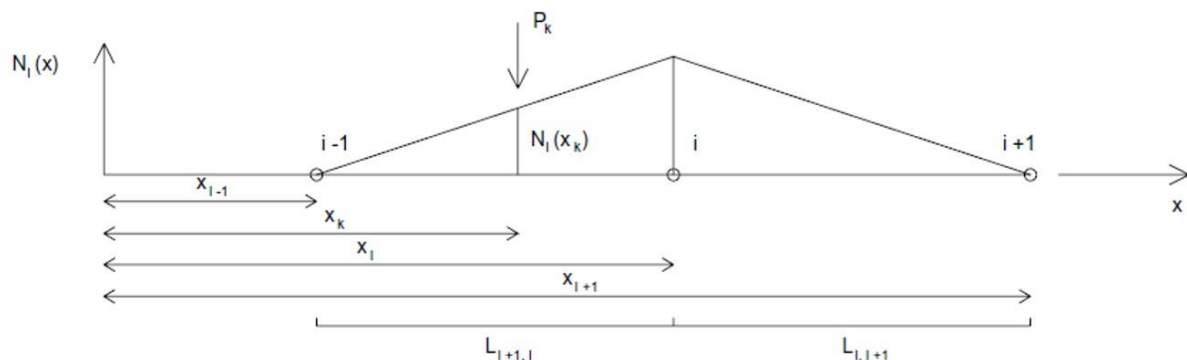


Figura 3.10 – Variação da força nodal no nó  $i$  devida à passagem da carga rolante  $P_k$ . Fonte [35]

De notar o caso particular das pontes de pequeno vão, onde uma análise por cargas móveis se mostra muito conservativa, particularmente em análises com velocidades próximas das ressonantes. Neste sentido, resultou de um estudo da comissão de especialistas D214 do ERRI [39] a proposta de consideração de um amortecimento adicional nas estruturas analisadas pelo método das cargas móveis, no sentido de considerar o efeito positivo da interação real [40].

Assim, no caso de se realizar uma análise dinâmica sem considerar a interação veículo-ponte em estruturas com vãos inferiores a 30 metros, a norma EN1991-2 [29] indica que o efeito favorável desta interação deverá ser considerado de uma forma aproximada através da adição de um coeficiente de amortecimento adicional  $\Delta\xi$ . A expressão empírica (3.39) fornece o valor de  $\Delta\xi$  em função do comprimento do vão  $L$  de pontes simplesmente apoiadas e representa uma envolvente inferior aos resultados obtidos para vãos no intervalo  $5 \leq L \leq 30$  m e relações  $L/f$  no intervalo  $1000 \leq L/f \leq 2000$ , onde  $f$  representa a flecha a meio vão associada à aplicação do modelo de cargas LM71 majorado pelo respetivo coeficiente de amortecimento dinâmico.

$$\Delta\xi(\%) = \frac{0,0187 \cdot L - 0,00064 \cdot L^2}{1 - 0,0441 \cdot L - 0,0044 \cdot L^2 + 0,000255 \cdot L^3} \quad (3.39)$$



### 3.4.3. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO COMBOIO-ESTRUTURA

A análise dinâmica considerando a interação entre o comboio e a estrutura, introduz uma complexidade bastante superior ao problema, permitindo uma análise mais próxima da realidade. Torna-se bastante interessante nas situações em que se pretende avaliar parâmetros associados ao comportamento do veículo em andamento, sendo útil, por exemplo, para a avaliação de conforto dos passageiros. Por outro lado, uma análise dinâmica com interação veículo-estrutura permite analisar a estabilidade do contacto roda-carril e considerar no cálculo os efeitos das irregularidades presentes na via.

Neste sentido, uma parte da complexidade do problema advém da necessidade de modelar com algum rigor não só a estrutura da ponte como também a do veículo. Para obter resultados satisfatórios, é necessário um perfeito conhecimento da estrutura do veículo e de diversos parâmetros que condicionam o seu comportamento dinâmico.

Existem na bibliografia várias propostas de metodologias de análise dinâmica com interação. O modelo mais simples que se pode formular consiste na passagem de massas móveis sobre o veículo, sendo considerados os efeitos da sua inércia e massa sobre a ponte. Estes modelos são muito pobres no que diz respeito ao estudo do veículo, não permitindo avaliar parâmetros do seu comportamento dinâmico.

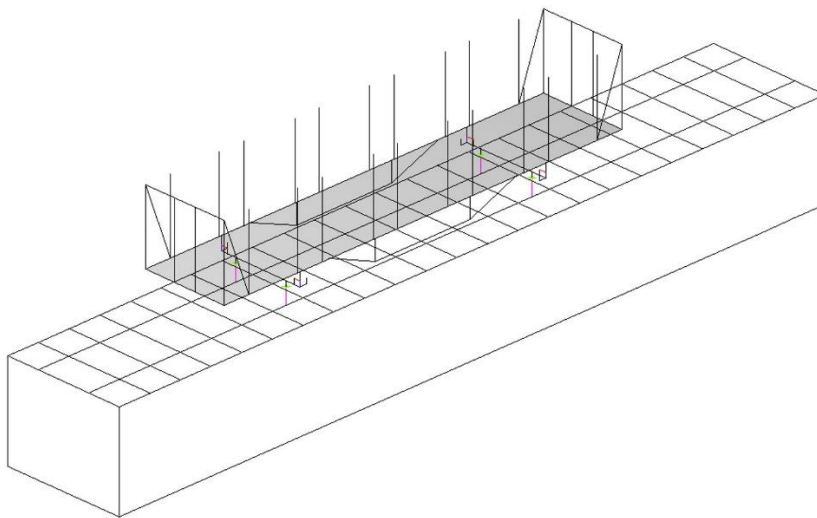


Figura 3.11 – Modelo esquemático do sistema ponte-comboio.

No sentido de obter resultados mais realistas, é necessária uma modelação mais detalhada do veículo de forma a introduzir no problema o verdadeiro comportamento dinâmico da sua estrutura. Calçada [41] propõe uma metodologia baseada no cálculo iterativo do sistema, sendo o comboio e a ponte modeladas como duas estruturas independentes calculadas simultaneamente ao longo do tempo. Para a ponte (índice  $p$ ) e o comboio (índice  $c$ ), estabelecem-se separadamente as equações de equilíbrio dinâmico:

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p(t) \\ \ddot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p(t) \\ \dot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p(t) \\ u_c(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p(t) \\ F_c(t) \end{bmatrix} \quad (3.40)$$

Recorre-se em cada passo de integração no domínio do tempo a um processo iterativo, com o intuito de compatibilizar os dois sistemas estruturais. Este processo iterativo tem por base a aplicação das cargas rolantes correspondentes aos eixos do comboio sobre a estrutura, onde cada carga rolante  $F_p(t)$  tem uma componente estática da força de interação  $F_{sta}$  que se mantém constante, e uma componente dinâmica  $F_{dyn}^{i-1}(t)$  associada à interação anterior. De notar que o parâmetro  $F_{dyn}^{i-1}(t)$  representa o acréscimo de força que resulta da consideração da interação em relação ao método simplificado de cargas rolantes. O processo iterativo inicia-se com as forças dinâmicas na primeira interação iguais a  $F_{dyn}(t - \Delta t)$  ou nulas no caso do arranque do processo,  $F_{dyn}(t = 0) = 0$ .

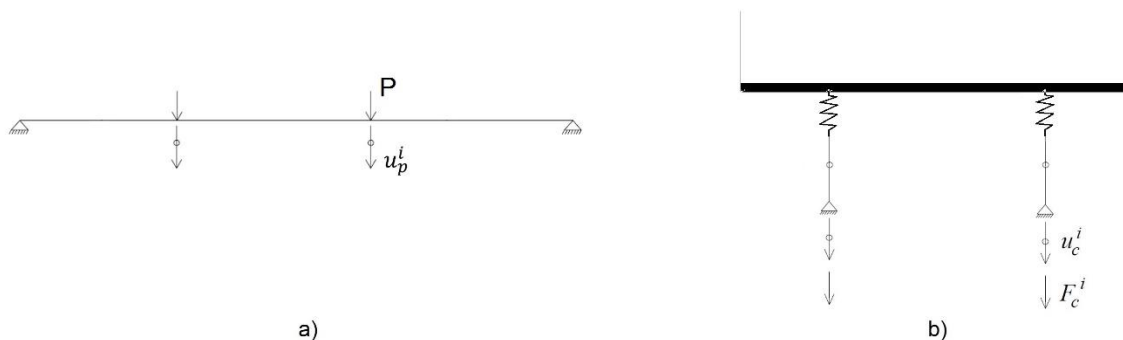


Figura 3.12 – Representação esquemática das forças e deslocamentos associados à ponte (a) e ao comboio (b), utilizados no processo de interação, para o caso de um veículo de dois eixos.

A resolução do sistema de equações associadas à ponte permite assim conhecer deslocamentos sob as cargas rolantes  $u_p^i(t)$ .

Associados aos deslocamentos que se verificam na ponte numa dada interação  $u_p^{i-1}(t)$ , podem ser avaliados os deslocamentos  $u_c^i(t)$  que os apoios do comboio sofrem.

A resolução do sistema de equações associadas ao comboio permite agora conhecer, para cada eixo, reações de apoio  $F_c^i(t)$ . Estas forças que surgem na ponte devido à ação da estrutura sobre o comboio correspondem às forças de interação que originam a componente dinâmica  $F_{dyn}^i(t)$  a somar à componente estática na interação seguinte.

Cada interação deve ser terminada com um critério de convergência para avançar para uma nova interação caso o quociente (3.41) seja superior à tolerância definida, ou para aceitar o nível de convergência atingido e proceder à passagem para o instante  $(t + \Delta t)$ .

$$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)} \quad (3.41)$$



# 4

## MODELAÇÃO NUMÉRICA E CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DO VEÍCULO DE MERCADORIAS KBS.

### 4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é exposto o processo de desenvolvimento do modelo numérico em ANSYS do veículo de mercadorias a ser utilizado na análise dinâmica da ponte de Durrães. Nesse sentido, é feita uma caracterização detalhada do veículo, um passo essencial para a sua correta modelação numérica. Tendo por base diferentes abordagens retratadas na bibliografia e que são aqui resumidas, optou-se por um modelo tridimensional modelado com recurso a barras rígidas e elementos finitos de viga e casca.

Contudo, a modelação de uma estrutura acarreta sempre um conjunto de simplificações e incertezas que representam uma fonte de erro na sua resposta. Com o intuito de validar experimentalmente o modelo numérico produzido, procedeu-se então a um ensaio de identificação modal que permitiu uma otimização dos parâmetros numéricos. Este ensaio foi levado a cabo com o apoio do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP e da Soporcel, nas suas instalações na Figueira da Foz.

### 4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E ESTRUTURAL DO VEÍCULO

O veículo utilizado na análise dinâmica da ponte, representado na Figura 4.1, trata-se de um veículo de transporte de mercadorias da série Kbs, com fueiros fixos para rolaria, utilizado para o transporte de madeira. O veículo circula sobre dois eixos e pertence à CP Carga, fazendo parte de uma composição utilizada no transporte de madeira de eucalipto para a fábrica da Soporcel na Figueira da Foz. Cada composição é habitualmente constituída por vinte a vinte e cinco vagões, todos com a mesma configuração. Para proceder à modelação numérica tridimensional deste veículo, diversos parâmetros foram estimados, sendo que é de especial relevo proceder-se a uma descrição detalhada das suas características geométricas e estruturais assim como do comportamento dos sistemas de suspensão.



Figura 4.1 – Vista lateral do veículo Kbs.

O veículo estudado tem um comprimento útil de 12,78 metros, 2,70 metros de largura e distância ao solo de 1,20 metros. Permite um carregamento em altura de 1,70 metros de madeira de eucalipto, sendo que está limitado a uma carga máxima de 23.700 kg. A tara média é de 16.300 kg, perfazendo assim uma massa máxima total de 40.000 kg, o que corresponde a um carregamento de 200KN por eixo. O material usado é o aço em todos os componentes estruturais. O Quadro 4.1 resume as características mais importantes.

Quadro 4.1 – Principais características do veículo de mercadorias da série Kbs 41 94 333. Fonte [42].

Série	Kbs 41 94 333
Ano de construção	1970
Carga máxima	23.700 kg
Tara média	16.300 kg
Velocidade máx.	100km/h
Diâmetro das rodas	1000mm
Caixa de eixo	Rolamentos de rolos
Freio KE GP	17-26t
Freio manual máx.	21t

Em termos de carregamento, o esquema de carga utilizado neste veículo é habitualmente a divisão da madeira por cinco estivas de aproximadamente 2,30 metros cada, tal como ilustrado na Figura 4.2. Cada um destes grupos totaliza em média entre 4000 e 4500 kg. De notar que outras hipóteses de carga poderão ser utilizadas.



Figura 4.2 - Remoção de uma estiva de madeira do veículo.

Quanto à estrutura do veículo, esta é preconizada por uma grelha de vigas de aço, com três vigas longitudinais principais, quatro secundárias e catorze transversais. As vigas que contribuem com maior inercia longitudinalmente são dois perfis U localizados nas extremidades, com uma altura de aproximadamente 30 cm, e um conjunto de quatro perfis U localizado no centro do veículo. Estes perfis são de dimensão mais reduzida mas com um afastamento de 30 cm entre centros de gravidade, unidos em algumas zonas por chapas metálicas, dispostos como representado na Figura 4.3 - a).

Os restantes perfis longitudinais são perfis retangulares ocos, assim como os perfis transversais. No Quadro 4.2 resumem-se as dimensões dos perfis que constituem a estrutura do veículo, que pode ser observada na Figura 4.3 - a) e b) que representam um corte e uma vista inferior da estrutura de meio veículo, respetivamente.

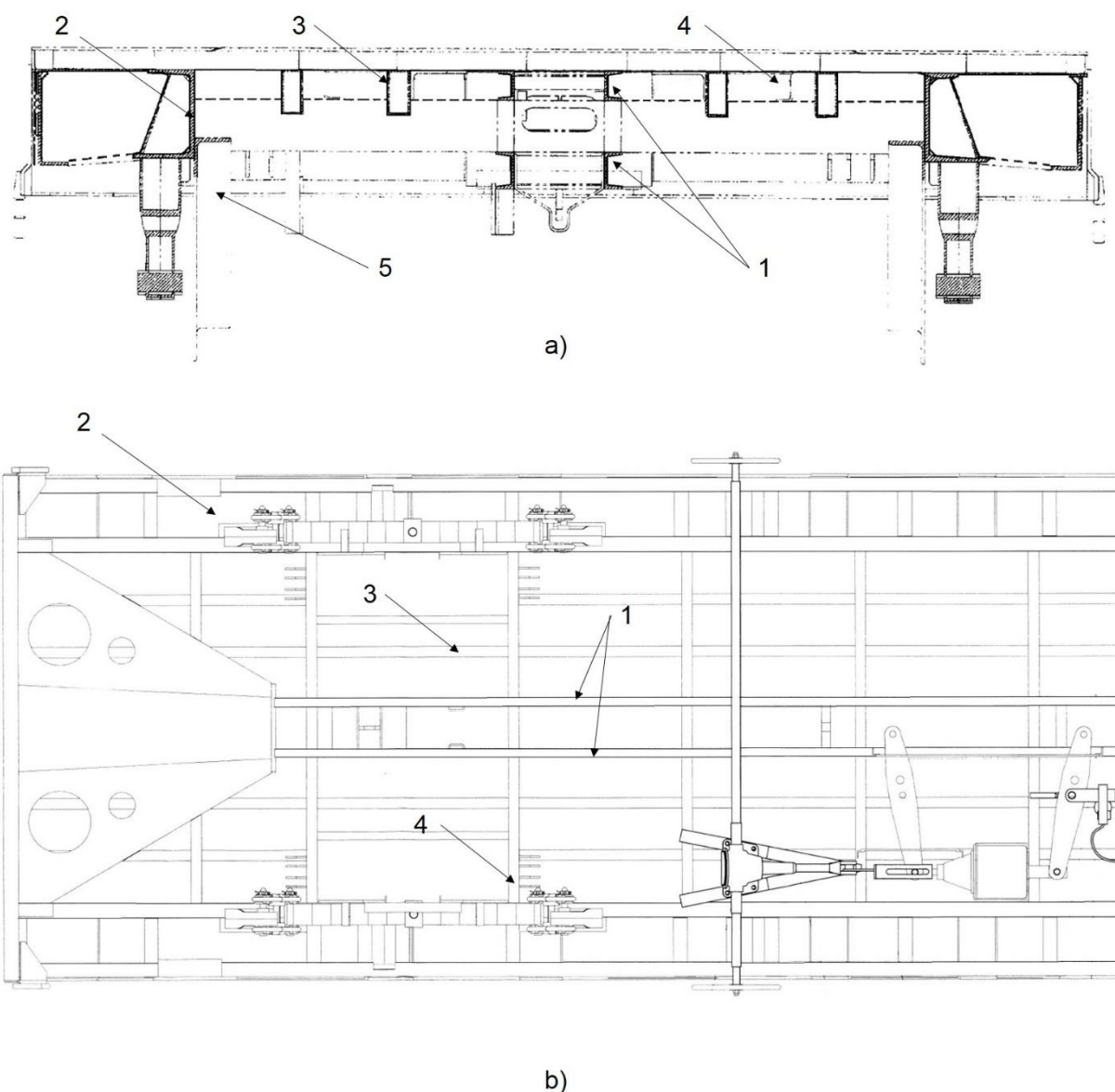
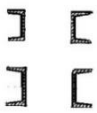






Figura 4.3 – a) Corte transversal da estrutura do veículo; b) Vista inferior de meio veículo. Fonte - EMEF

Quadro 4.2 – Características dos elementos constituintes da estrutura do veículo.

Nº	Elemento	Dimensão	Descrição
1	Viga Central	 (2 U 100x50x6) + (2 U 120x50x7)	Conjunto de quatro perfis que formam o elemento central do veículo
2	Vigas Laterais	 (U 320x120x10)	Vigas longitudinais principais, nas extremidades laterais
3	Vigas Longitudinais	 (RECT 160x70x7)	Quatro vigas longitudinais secundárias, ao longo de todo o veículo
4	Vigas Transversais	 (RECT 120x70x7)	Vigas transversais espaçadas de aprox. 1m ao longo de todo o veículo
5	Barras Treliças	 (U 80x60x5)	Barras que formam as duas treliças localizadas entre apoios

Entre apoios, o vão é reforçado por uma treliça em perfis U de 8cm. Como elementos sem função estrutural, cuja utilização é o confinamento da madeira, existem 10 fúteis em perfil H em cada lado do veículo. Estes perfis têm cerca de 18cm e desenvolvem-se até aos 2,10 metros de altura. Ainda nas duas extremidades, cada vagão encontra-se fechado através de painéis de topo. A sua estrutura é constituída por quatro barras verticais e quatro barras horizontais, sobre os quais é colocado um painel metálico de dimensões 2085x2840, com espessura de 3mm. A definição destes elementos não estruturais tem interesse para a posterior definição das massas da estrutura.

Na Figura 4.4 representa-se um esquema lateral com as principais dimensões do veículo em estudo.

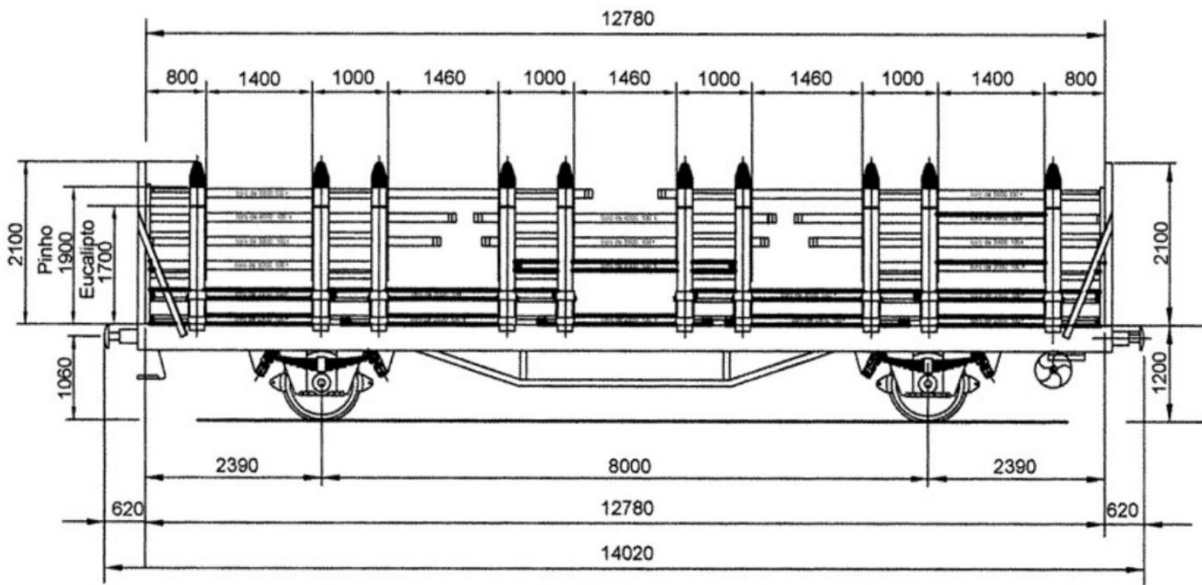


Figura 4.4 – Geometria do veículo, vista lateral. Fonte [42].

### 4.3. SISTEMA DE SUSPENSÃO UIC *DOUBLE LINK STANDARD*

Data de há mais de um século a introdução do princípio que serviu como base para a criação do atual sistema de suspensão UIC *Double Link Standard*. Os sistemas de suspensão com base em folhas de aço (*Leaf springs*) são baseados na suspensão da carga do veículo num conjunto de folhas, em número variável, cujo atrito e comportamento em flexão definem os respetivos parâmetros de amortecimento e rigidez. São hoje em dia as suspensões mais utilizadas em veículos de transporte de mercadorias na Europa.

Apesar de se tratar de um sistema muito simples e de uma tecnologia que sofreu pouca evolução nos últimos anos, os fatores associados à competitividade das *Leaf Springs* têm permitido que esta solução tenha sido alvo de diversos estudos recentes para permitir um melhor conhecimento e uma adaptação às crescentes necessidades de carga. Os trabalhos de Hoffmann [43, 44], Piotrowski [45], Jönsson [46, 47] e BRUNI [48] são exemplos de investigação realizada nesta área e com forte contribuição para o melhor conhecimento do comportamento das suspensões de folhas de aço. Neste contexto, começam já a ser colocados em serviço veículos equipados com este tipo de suspensão a circular a velocidades da ordem dos 160km/h, com cargas da ordem de 22t por eixo [30].

As suspensões de folhas de aço podem ter configuração trapezoidal ou parabólica, sendo que a forma parabólica foi introduzida mais recentemente e representou uma evolução considerável nesta área, ao procurar uma utilização ótima do material [43].

Estão representados na Figura 4.5 um conjunto de molas trapezoidais e um esquema do sistema UIC *Double Link*, que é formado por uma mola de folhas de aço, ligada ao veículo através de ligações duplas com rotação livre nas extremidades - UIC *Links*.

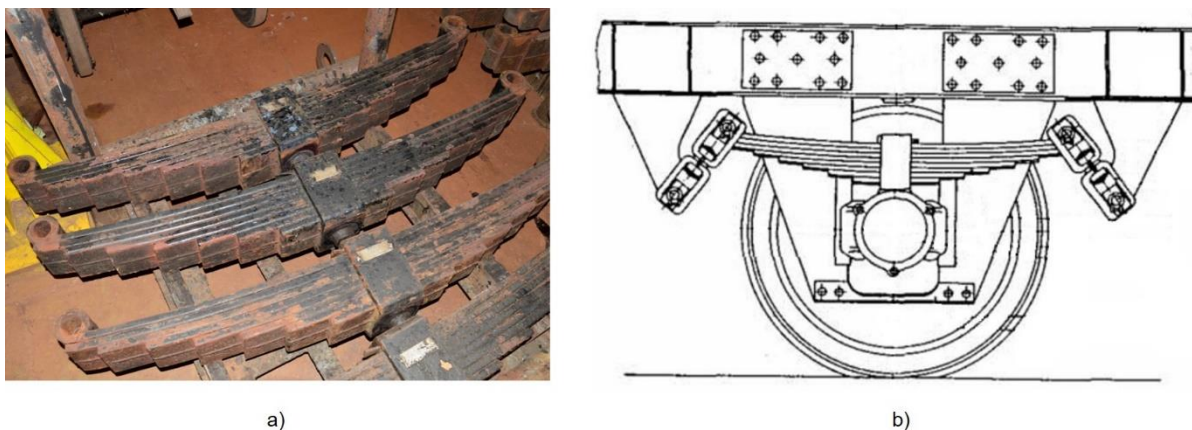


Figura 4.5 – a) Molas trapezoidais (oficina EMEF, Entroncamento); b) Suspensão UIC *Double Link* [46].

Com a aplicação deste sistema, a rigidez e amortecimento são gerados pelo mesmo elemento, sendo que estes parâmetros variam em função do deslocamento vertical a que a mola está sujeita. Por um lado, este sistema tem vindo a demonstrar um comportamento insatisfatório do veículo no que diz respeito à dinâmica lateral em movimento. Por outro lado, a sua simplicidade e robustez são fatores fundamentais para justificar a utilização em larga escala deste sistema de suspensão em veículos de transporte de mercadorias. Também o muito baixo custo inicial e de manutenção e o facto de se tratar de um sistema muito leve, são fatores que contribuem para o aumento da rentabilidade do transporte.



#### 4.3.1. COMPOSIÇÃO DO SISTEMA DE SUSPENSÃO

Em veículos de dois eixos com suspensão do tipo UIC, o corpo do veículo está ligado ao conjunto de folhas de aço (Figura 4.6 – (a)) através das ligações duplas com rotação livre nas extremidades (UIC *Links*) representadas em detalhe na Figura 4.6 – (b), cujo comportamento conjunto pode ser associado a um conjunto de dois pêndulos com amplitude limitada. Por sua vez, a mola está ligada à caixa de eixo. Este tipo de ligação permite movimento relativo entre o corpo do veículo e o eixo nas direções vertical, transversal e longitudinal.

Na direção vertical, o movimento está inteiramente dependente da flexão da mola formada pelas folhas de aço. Já nas direções transversal e longitudinal, a caixa de eixo tem liberdade de movimento entre os elementos de guia, que apresentam uma tolerância de aproximadamente 20mm nestas direções [47]. Existem diversas soluções de suspensão em função da utilização, sendo que estas são habitualmente distinguidas pelo número de folhas de aço e pelo comprimento da folha superior.

O veículo em estudo utiliza suspensões de nove folhas (16mm cada), sendo que a primeira folha tem um comprimento entre rótulas de ligação de 1400mm.



a)



b)

Figura 4.6 – a) Suspensão UIC *Double Link* em serviço no comboio de mercadorias da série Kbs; b) Detalhe da ligação UIC *Link*.

#### 4.3.2. COMPORTAMENTO NA DIREÇÃO VERTICAL

O sistema UIC *Double Link* (Figura 4.7) procura assim garantir a rigidez vertical necessária através da sua rigidez à flexão, sendo que o amortecimento originado está associado à dissipação de energia nos ciclos carga-descarga, que advém das forças de atrito existentes entre folhas. De notar que para pequenos deslocamentos em redor de uma posição de equilíbrio estático, estas suspensões são caracterizadas por uma elevada rigidez, sendo que esta rigidez diminui para deslocamentos mais elevados. O aumento de rigidez inicial está associado ao atrito existente entre folhas de aço. Com o aumento da carga, assim que começam a existir deslizamentos relativos entre folhas, este valor de rigidez decresce.

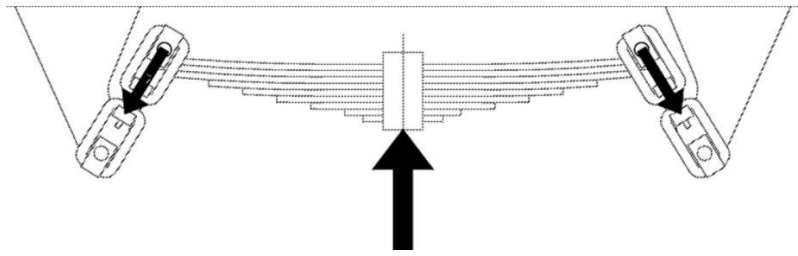


Figura 4.7 – Caminho das forças no sistema de suspensão. Fonte [46].

#### 4.3.2.1. Amortecimento da suspensão

Diversos estudos realizados nesta área, como os trabalhos de Jönsson [46], Piotrowski [45] e Bruni [48] têm explorado as características cinemáticas, de rigidez e de amortecimento deste sistema.

Em termos de amortecimento, desenvolve-se então neste sistema um amortecimento do tipo histerético. Este tipo de amortecimento está relacionado com a dissipação de energia associada, neste caso, ao atrito entre folhas de aço. Num ciclo de carga-descarga, o gráfico força-deslocamento associado à descarga da suspensão não coincide portanto com o do carregamento, resumindo-se a dissipação de energia à área entre curvas.

De notar que o amortecimento é gerado por fricção, distinguindo-se do amortecimento viscoso uma vez que surge independentemente da velocidade com que o carregamento é efetuado [49]. Pode assim ser caracterizado o comportamento fortemente não linear associado a estas suspensões, onde a área associada ao ciclo histerético representado na Figura 4.8 – a) ilustra a energia dissipada, estando assim diretamente associada ao amortecimento que se desenvolve pelo ciclo de deformação das folhas de aço.

Diversos autores sugerem um método simplificado de representar o comportamento dinâmico deste tipo de suspensão, representado na Figura 4.8 – b). Este modelo é concebido com uma mola linear de rigidez  $k$  em paralelo com uma mola de rigidez  $k_s$  que se encontra em série com um elemento que pretende introduzir o atrito de deslizamento, associado à constante  $\mu$ . Este sistema tem então o comportamento representado na Figura 4.8 – a), uma vez que enquanto não ocorre o deslizamento entre lâminas, a rigidez do sistema é dada por  $k + k_s$ , e a partir do momento em que ocorre deslizamento, a rigidez do sistema diminui e tende a igualar  $k$ .

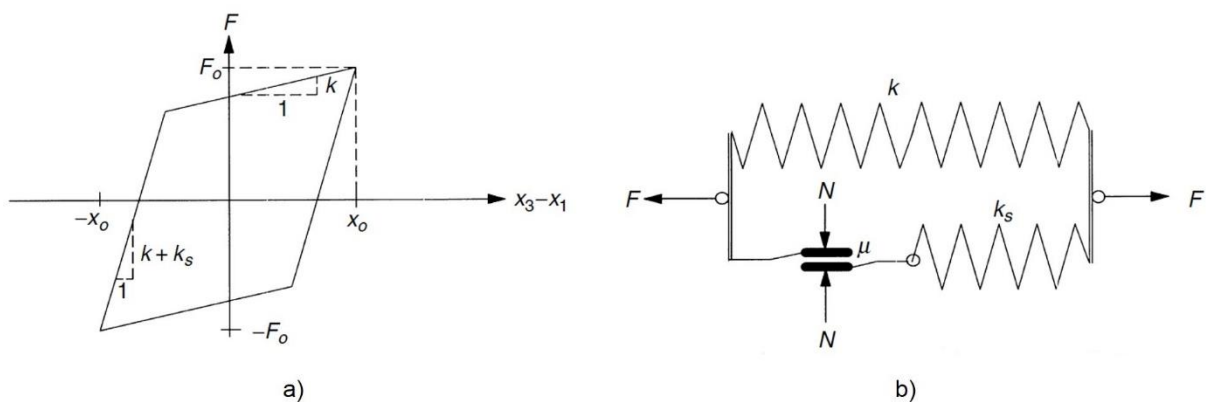


Figura 4.8 – a) Ciclo histerético [49]; b) Modelo de uma suspensão com amortecimento histerético [49]

O amortecimento histerético neste sistema de suspensão, sendo produzido pelas forças de atrito entre folhas de aço, está muito dependente do número e dimensão das lâminas, mas também do coeficiente de atrito entre folhas e da distribuição de forças pelas superfícies. Assim, está bem patente a variabilidade que o comportamento do sistema pode apresentar em relação ao modelo teórico, associada a pequenas variações nas características da suspensão, sendo esta uma fonte de grande incerteza na caracterização dos parâmetros de amortecimento do veículo.

#### 4.3.2.2. Parâmetros de rigidez da suspensão

Dada a não-linearidade característica das suspensões UIC *Double Link*, é necessário recorrer a valores médios, característicos dos carregamentos usuais deste tipo de suspensões, para proceder à caracterização dos parâmetros de flexibilidade. O UIC Code 517 OR [50] define no seu apêndice H o modo de determinação da flexibilidade média de suspensões de folhas de aço. São assim introduzidas as seguintes flexibilidades, importantes para o estudo deste sistema:

- Flexibilidade média da mola formada pelas folhas de aço, denominada de  $C_a$  (mm/KN), e cujo valor é dado pela relação deslocamento/força vertical. Este valor é a média dos valores medidos para carga crescente e decrescente.
- Flexibilidade média do sistema de suspensão, denominada  $C_z$  (mm/KN), cujo valor é dado pela relação deslocamento/força vertical do sistema formado pela mola de folhas de aço e pelas ligações. O seu valor é a média dos valores medidos para carga crescente e decrescente.

O UIC Code 517 OR [50] estabelece assim as características do sistema de suspensão do veículo em estudo, que estão resumidas no Quadro 4.3:

Quadro 4.3 – Principais características do sistema de suspensão.

Parâmetro	Valor
Comprimento da primeira folha	1400mm
Carga máxima por eixo	20t
Número de folhas	9
Espessura das folhas	16mm
Largura das folhas	120mm
$C_a$	0,94mm/KN
$C_z$	1,03mm/KN

A análise destes dados permite verificar o efeito das UIC *Links* na rigidez do sistema de suspensão, sendo que se verifica uma redução da ordem dos 30KN/m na rigidez média do sistema com a consideração destas ligações. Tal facto está relacionado com a variação da inclinação das ligações associado ao deslocamento vertical da suspensão e com as deformações nestes elementos associados ao carregamento. Pode-se assim estabelecer  $k = 1/C_z$  como valor médio de rigidez de numa mola equivalente ao sistema de suspensão, sendo então  $k$  da ordem de 1000 KN/m.

No seu trabalho, Hoffmann [43] apresenta um modelo no sentido de simular o comportamento histerético das suspensões de folhas de aço.

Com o intuito de caracterizar o ciclo força-deslocamento deste tipo de suspensão, são introduzidas a função  $F_{env}$  que define os limites superior e inferior do ciclo histerético associado ao carregamento da mola e a constante  $\beta$ , que determina quão abrupta é a transição entre curvas de carregamento e descarregamento. Por outras palavras, a rigidez associada a carregamentos estáticos, onde são atingidos maiores deslocamentos em carga crescente, é controlada pela função  $F_{env}$ , enquanto que a constante  $\beta$  define a rigidez associada a fenómenos dinâmicos [43].

E a função  $F_{env}$  é definida por:

$$F_{env} = \begin{cases} k(1 + \mu_0)z + F_r, & (\text{carregamento}) \\ k(1 + \mu_0)z - F_r, & (\text{descarregamento}) \end{cases} \quad (4.1)$$

Onde  $k$  representa a rigidez média da suspensão,  $\mu_0$  um parâmetro de atrito,  $z$  a deformação da mola ( $z = |\delta|$ ) e  $F_r$  a força residual na mola.

O exemplo apresentado por Hoffmann [43] indica para uma suspensão do tipo trapezoidal os seguintes parâmetros:  $F_r = 7\text{KN}$ ,  $\mu_0 = 0,10$  e  $\beta = 3\text{mm}$ , sendo que esta constante conduz a uma relação entre rigidez dinâmica e estática de aproximadamente  $k_{dyn}/k_{stat} = 5$ . O valor de  $k$  utilizado é da ordem dos  $1000\text{KN/m}$ , valor corrente de rigidez média deste tipo de suspensão. A Figura 4.9 representa os ciclos resultantes para solicitações harmónicas de diferentes amplitudes.

Estes ciclos de carga demonstram a dependência da rigidez do sistema de suspensão em relação ao seu deslocamento. Quanto menor for a amplitude da solicitação harmónica, mais dependente do parâmetro  $\beta$  fica o comportamento da suspensão, ou seja, maior a rigidez do sistema. Associando ao modelo de suspensão representado na Figura 4.8, compreende-se que para pequenas amplitudes não ocorre deslizamento no elemento atrítico, sendo a rigidez do sistema dada por  $k + k_s$ . Hoffmann [43] propõe então uma ordem de grandeza para a relação de rigidez da ordem de:

$$\frac{k + k_s}{k} \approx 5 \quad (4.2)$$

Desta análise, compreende-se que o valor da rigidez da suspensão numa fase inicial do carregamento deverá ser considerada cerca de cinco vezes superior aos valores médios tabelados, pelo que para movimentos de baixa amplitude em torno de um ponto de equilíbrio, a rigidez da suspensão UIC *Double Link* é da ordem dos  $5000$  a  $6000\text{KN/m}$ .

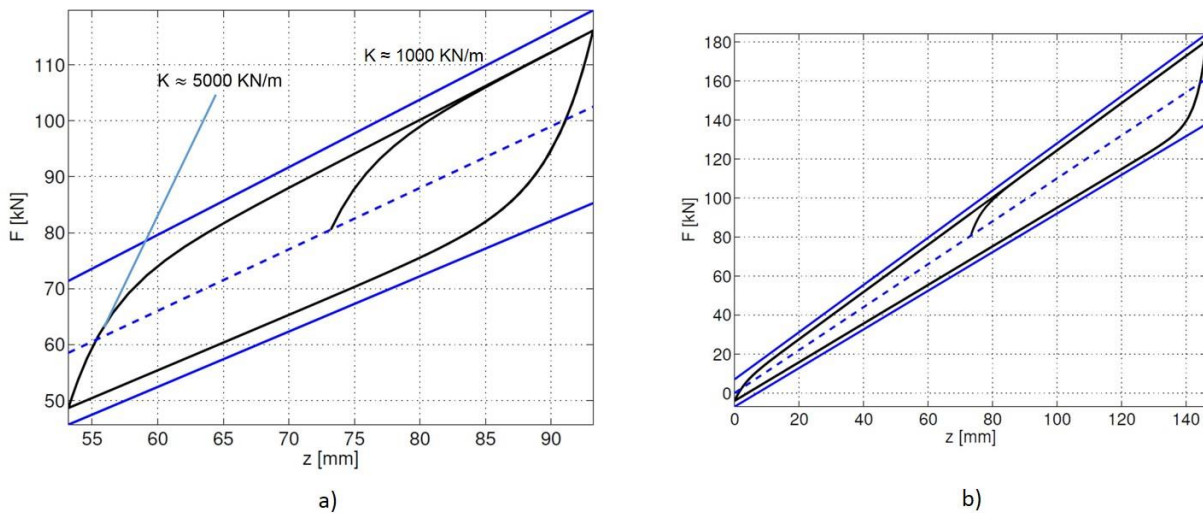


Figura 4.9 – Ciclos histeréticos associados ao comportamento da suspensão para cargas harmônicas com amplitudes de: a) 20mm; b) 73,2mm. Adaptado de [43].

A existência de uma rigidez muito elevada no início do carregamento (para pequenos deslocamentos) é originada essencialmente pelas fortes ligações entre folhas de aço. Até ser atingido um determinado valor de deslocamento da mola, estas forças de atrito fazem com que o conjunto de folhas de aço se comporte como um elemento rígido, sendo mobilizada uma rigidez muito superior.

De facto, os valores médios de rigidez que se encontram tabelados em função do tipo de suspensão são valores que têm por base um ensaio de carregamento estático que envolve uma forte deformação da mola. Esta deformação, ao ultrapassar as primeiras forças de atrito, mobiliza um elemento que deixou de se comportar como uma peça rígida, havendo liberdade de deslizamento entre folhas de aço, o que conduz a uma menor rigidez.

No contexto deste trabalho, este fator toma especial importância na análise dos resultados dos ensaios de identificação modal do veículo, apresentados no capítulo 5. Dado que este ensaio é realizado recorrendo à medição de acelerações associadas a vibração ambiental, com movimento de pessoas e com o veículo praticamente parado, o nível de deslocamentos sentido nas suspensões não é suficiente para mobilizar valores de rigidez próximos do valor médio, ficando-se pelo primeiro patamar do ciclo histerético. Posteriormente neste capítulo, este aspeto é desenvolvido com maior detalhe.

#### 4.3.3. COMPORTAMENTO NA DIREÇÃO HORIZONTAL E LONGITUDINAL

Na direção horizontal e longitudinal, a suspensão apresenta uma fonte de não linearidade associada ao espaço de movimento livre de aproximadamente 20mm, que separam a caixa de eixo do elemento de guia. O movimento na direção longitudinal está muito associado à cinemática do efeito de pêndulo que os UIC *Links* introduzem. O atrito nas ligações é a única fonte de dissipação de energia na direção longitudinal e transversal que afeta o comportamento dinâmico do veículo, estando associada à introdução de amortecimento. O presente trabalho pretende a caracterização dinâmica na direção vertical, não sendo o comportamento nas direções longitudinal e transversal aqui detalhadas. O comportamento do sistema de suspensão nestas direções é alvo de estudo detalhado nos trabalhos de Hoffmann [44] e Piotrowski [45].

#### 4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VEÍCULO

A formulação de modelos numéricos na caracterização de veículos ferroviários deve ter em consideração a finalidade da utilização do modelo. Dependendo das variáveis a introduzir e dos parâmetros a analisar, deve-se optar pelas formulações que impliquem menor custo computacional e que respondam da melhor forma ao problema em questão, o que em geral passa por fazer uma escolha criteriosa do método de modelação e dos graus de liberdade a considerar.

Para o estudo do veículo de mercadorias Kbs em estudo, pretende-se uma caracterização detalhada do comportamento na direção vertical, dado que o modelo será utilizado na análise dinâmica de uma ponte. Apresentam-se nesta secção diferentes soluções de modelação de um veículo ferroviário, e detalha-se a solução escolhida para o modelo numérico do veículo em estudo.

##### 4.4.1. TIPOS DE MODELAÇÃO

A modelação do veículo pode estar assente em formulações de dinâmica multicorpo, tal como desenvolvido por Kwark et al. [51] e Pombo [52], em modelos baseados no método dos elementos finitos ou ainda em modelos híbridos, onde as partes mais relevantes de um modelo que tem por base uma formulação multicorpo são refinadas utilizando elementos finitos.

Uma formulação de dinâmica multicorpo é definida por um conjunto de corpos rígidos ligados por juntas cinemáticas, que representam as condições de movimento relativo entre corpos, sendo a este sistema aplicado um conjunto de forças externas. Na análise dinâmica de um sistema multicorpo, o movimento dos corpos é traduzido por expressões assentes nas equações da dinâmica do movimento constituindo um sistema de equações diferenciais de segunda ordem (equações de movimento dos corpos) e equações lineares (relativas à restrição de movimento dos corpos). A análise de veículos ferroviários com base em formulações multicorpo com consideração dos corpos rígidos tem a vantagem de ter associado um reduzido número de graus de liberdade. No entanto, a não consideração da flexibilidade dos elementos estruturais é uma forte desvantagem quando se pretende, por exemplo, estudar em pormenor a resposta estrutural da caixa do veículo.

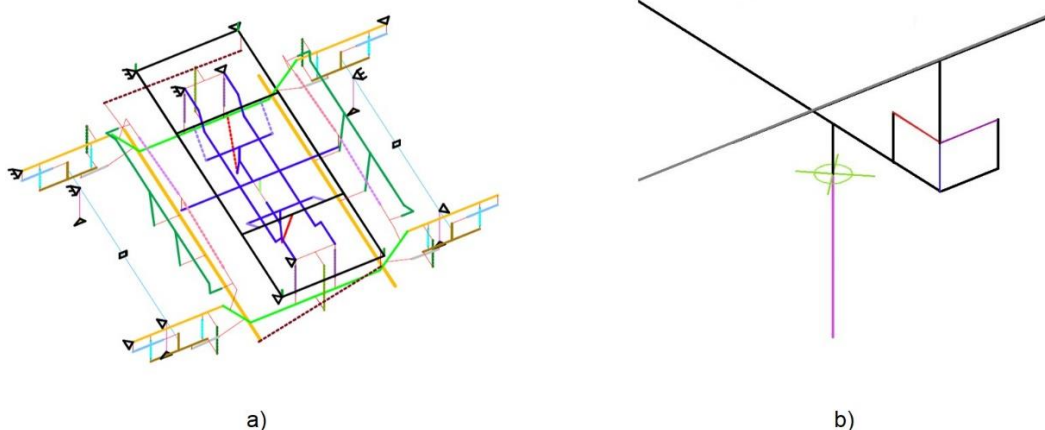


Figura 4.10 – a) Modelo de bogie com elementos de viga e elementos de rigidez e amortecimento localizados [40]; b) Detalhe do modelo de um eixo com barras rígidas e elementos de rigidez e amortecimento localizados.

Em alternativa, a formulação por elementos finitos é muito utilizada na modelação da caixa do veículo, utilizando elementos de volume, de casca ou elementos de viga. Também na modelação do bogie, ou do sistema de eixo do veículo são muitas vezes utilizados elementos de viga conjugados com elementos finitos de mola a simular os sistemas de suspensão. Na Figura 4.10 – a) representa-se um modelo de um bogie desenvolvido por Ribeiro [40] que utiliza elementos de viga, barras rígidas e elementos de rigidez e amortecimento localizados que representam os sistemas de suspensão. Este tipo de modelo envolve um estudo aprofundado do comportamento do bogie e um bom conhecimento das características geométricas dos seus elementos estruturais. Na mesma figura representa-se ainda um detalhe do modelo desenvolvido no presente trabalho, onde o eixo é modelado com recurso a barras rígidas e elementos de rigidez e amortecimento localizados que pretendem introduzir as condições de comportamento da suspensão.

A modelação do veículo pode ainda passar por uma solução simplificada. São sugeridos em [40] diversos modelos simplificados para a consideração do efeito do veículo na modelação do sistema ponte-comboio. Em primeiro lugar, o modelo de massas móveis, representado na Figura 4.11 – a), que constitui a primeira aproximação à modelação de um veículo. Esta formulação permite considerar uma massa representativa da massa do veículo a circular sobre a estrutura com uma determinada velocidade, o que não acontece na simples consideração de cargas em movimento. Neste modelo são negligenciados os efeitos na resposta do veículo associados ao comportamento independente dos seus diferentes constituintes, nomeadamente das suspensões, não permitindo uma análise local de cada elemento.

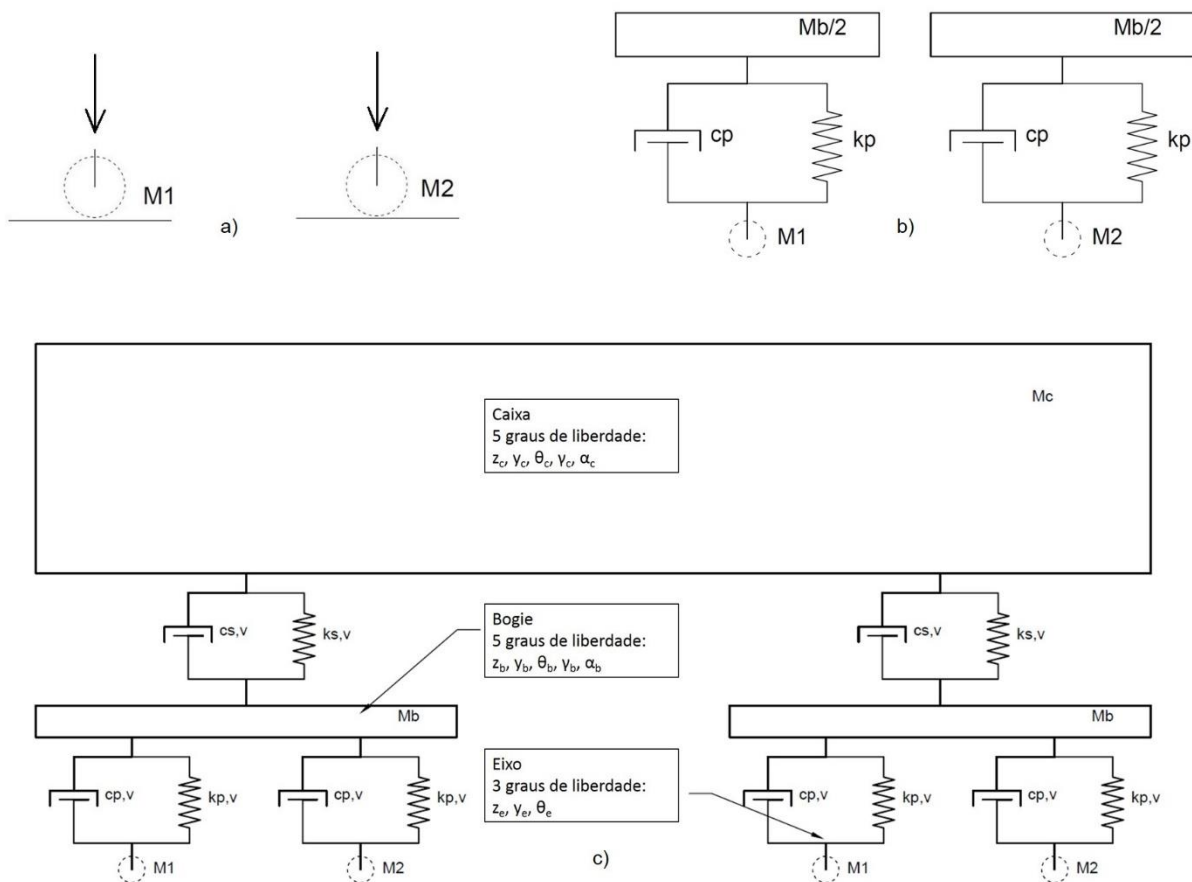


Figura 4.11 – a) Modelação com massas móveis; b) Consideração do comportamento da suspensão; c) Modelo completo do veículo.

Outros modelos permitem considerar através de sistemas de um grau de liberdade o efeito da suspensão e amortecedores. O modelo é construído incorporando uma mola e um amortecedor na ligação entre a massa não suspensa posicionada no ponto de contacto com a estrutura e a massa suspensa equivalente a metade da massa total por bogie (Figura 4.11 a)). Cada eixo do veículo é simulado de forma independente, tendo como principal desvantagem não considerar a ligação dos vários eixos através dos bogie e da caixa.

A complexidade pode ser aumentada com modelos completos através da distinção entre a massa suspensa do bogie e da caixa. Na Figura 4.11 - c) está representado um modelo completo tridimensional, semelhante ao adotado no trabalho de Kwark et al. [51]. Nestes modelos é então possível introduzir separadamente as componentes de suspensão primária e secundária (no caso de existirem) e todos os parâmetros associados ao comportamento da caixa incluindo a sua própria modelação com recurso a elementos finitos.

No processo de modelação de um veículo ferroviário devem ainda ser distinguidos os modelos bidimensionais e tridimensionais. Os modelos em duas dimensões estão direccionados para o estudo de um plano em particular, sendo habitualmente considerado o plano vertical que permite a análise dos graus de liberdade associados ao deslocamento vertical e à rotação no plano. Existem portanto limitações no que diz respeito ao número de modos de vibração considerados e à informação dada pelo número restrito de graus de liberdade.

Já os modelos tridimensionais envolvem um maior número de graus de liberdade e permitem assim caracterizar a resposta de qualquer elemento do veículo. Estes modelos são muito úteis na caracterização do conforto dos passageiros em qualquer ponto da caixa e no caso de existir informação real das irregularidades de ambas as vias em separado.

No presente trabalho é desenvolvido um modelo tridimensional do veículo de mercadorias da série Kbs. Será usado um modelo completo, com recurso a barras rígidas e elementos de casca na definição do corpo do veículo, ligado ao sistema de eixos por intermédio de elementos de mola e amortecedor. Na definição dos eixos, são utilizadas barras rígidas na ligação entre os diferentes elementos e o corpo do veículo. Esta solução de modelo permite um estudo detalhado do comportamento do corpo do veículo, assim como a consideração das irregularidades da via em ambos os carris. Permite também a consideração de um número elevado de modos de vibração no processo de otimização do modelo numérico.

#### 4.4.2. LÓGICA DE CONSTRUÇÃO DO MODELO

O processo de construção do modelo do comboio envolve os programas AutoCAD, GID e ANSYS. Em AutoCAD foi definida a geometria do veículo, definindo os diferentes elementos através de linhas e pontos. A separação em diferentes camadas permite a discretização dos diferentes elementos, aos quais serão posteriormente atribuídas características distintas. Do modelo em AutoCAD, resultam ficheiros em formato DXF que são posteriormente importados pelo programa GID, onde é possível criar as superfícies (*NURBS Surfaces*) que constituem as cascas.

A Figura 4.12 representa o modelo do veículo em AutoCAD, onde se podem ver as linhas que definem os diferentes elementos da estrutura do veículo. Representadas a cores estão as linhas que definem os elementos de mola e amortecedor e ainda os pontos onde se introduzirão as massas das rodas.



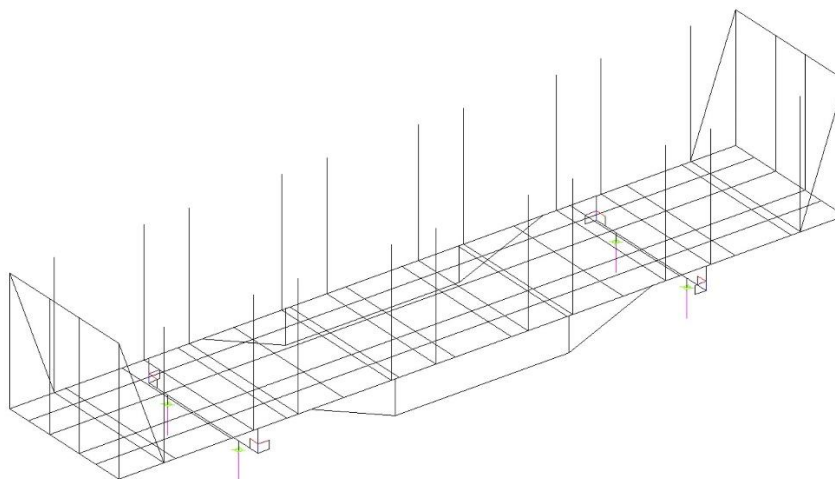


Figura 4.12 – Modelo do veículo em AutoCAD.

Uma vez importada a informação geométrica para o GID, os diferentes elementos constituídos por linhas, nós e superfícies são exportados em ficheiros de formato IGES (*International Graphics Exchange Specification*). Este tipo de ficheiro é um formato criado para a troca de informações entre programas CAD utilizando um ficheiro com um formato neutro, permitindo a leitura de informação relativa à geometria do modelo criada em AutoCAD pelo ANSYS.

A criação do modelo em ANSYS é então iniciada pela ordem de importar os ficheiros de formato IGES. Cada ficheiro constitui um tipo de elemento diferente, sendo que no decorrer da construção do modelo estes elementos são sempre tratados em grupos de objetos distintos, sendo posteriormente definidas características geométricas e materiais separadamente para cada grupo. De notar que na fase inicial, a geometria é importada em linhas e áreas, sendo que a cada grupo serão então atribuídos diferentes tipos de elementos.

No Quadro 4.4 resumem-se os tipos de elementos utilizados em ANSYS na construção do modelo do veículo.

Quadro 4.4 – Tipo de elementos utilizados

Designação	Tipo de elemento
BEAM188	Elemento de barra tridimensional com dois nós, 6 g.l. por nó
SHELL181	Elemento de casca com quatro nós, 6 g.l. por nó
MASS21	Massa pontual
COMBIN14	Elemento de mola e amortecedor

De notar que o elemento COMBIN14 é utilizado com a opção bidimensional de consideração de amortecimento e rigidez apenas na direção longitudinal.

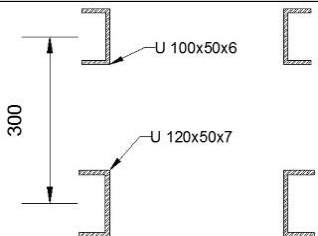
#### 4.4.3. MODELAÇÃO DO CORPO DO VEÍCULO

O modelo do corpo do veículo tem por base a análise de desenhos da estrutura do comboio fornecidos pela EMEF e ainda a inspeção visual feita ao mesmo. A estrutura principal do corpo do veículo é então composta pelas vigas principais (viga central e vigas laterais), vigas longitudinais, vigas transversais e treliças inferiores, tal como apresentado no Quadro 4.2. A chapa de cobertura tem uma espessura de cerca de 3mm.

Nesta fase, todos os elementos estruturais são inseridos no modelo como elementos de viga BEAM188 indicando as respetivas secções, à exceção da viga central, que é definida por uma composição de perfis. Assim, dada a importância deste elemento, interessa calcular as propriedades mecânicas equivalentes desta composição de perfis, a serem introduzidas no modelo, tendo em consideração que existem ligações entre os perfis em U ao longo da viga.

No Quadro 4.5 resumem-se as propriedades principais da viga central do corpo do veículo

Quadro 4.5 – Propriedades da viga central do corpo do veículo.

Secção	Propriedade	Valor
	Área	0,0061 m <sup>2</sup>
	I <sub>y</sub>	1,55x10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
	I <sub>z</sub>	1,89x10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
	J	7,02x10 <sup>-8</sup> m <sup>4</sup>

A viga central é então introduzida no ANSYS através de uma secção do tipo ASEC, que permite indicar para um elemento de viga as propriedades da secção.

Com o intuito de introduzir no modelo o comportamento de laje vigada que o corpo do veículo apresenta, é então considerada a chapa de cobertura preconizada por uma casca. É utilizado o elemento SHELL181, com uma espessura de 3mm, discretizada com uma malha quadrada aproximadamente regular, com elementos de 0,5m de lado. A chapa considera-se ligada aos perfis estruturais. Representa-se na Figura 4.13 uma vista global do modelo em ANSYS.

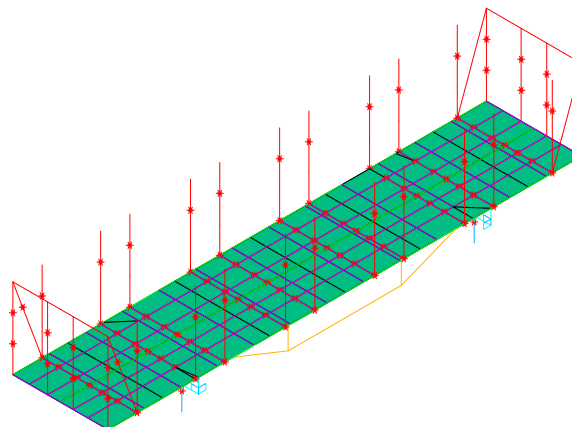


Figura 4.13 – Representação do modelo em ANSYS

Quanto aos elementos não estruturais do corpo do veículo, foram considerados no modelo numérico os fustes que confinam a madeira e os painéis em ambas as extremidades do veículo. A consideração destes elementos prevê apenas a introdução das suas massas no sistema com a excentricidade real. De notar que dada a geometria do veículo, os painéis dos topos têm uma importante contribuição para a distribuição de massas pois tratam-se no fundo de massas concentradas na extremidade de uma zona em consola e com uma excentricidade considerável em relação ao centro de massa.

A consideração dos elementos não estruturais no modelo foi realizada com recurso a barras rígidas com massas concentradas. A utilização de elementos rígidos tem por base evitar o aparecimento de modos de vibração locais nestes elementos, mantendo a sua contribuição para a massa do sistema.

Na Figura 4.14 representam-se duas vistas do modelo do veículo em ANSYS.

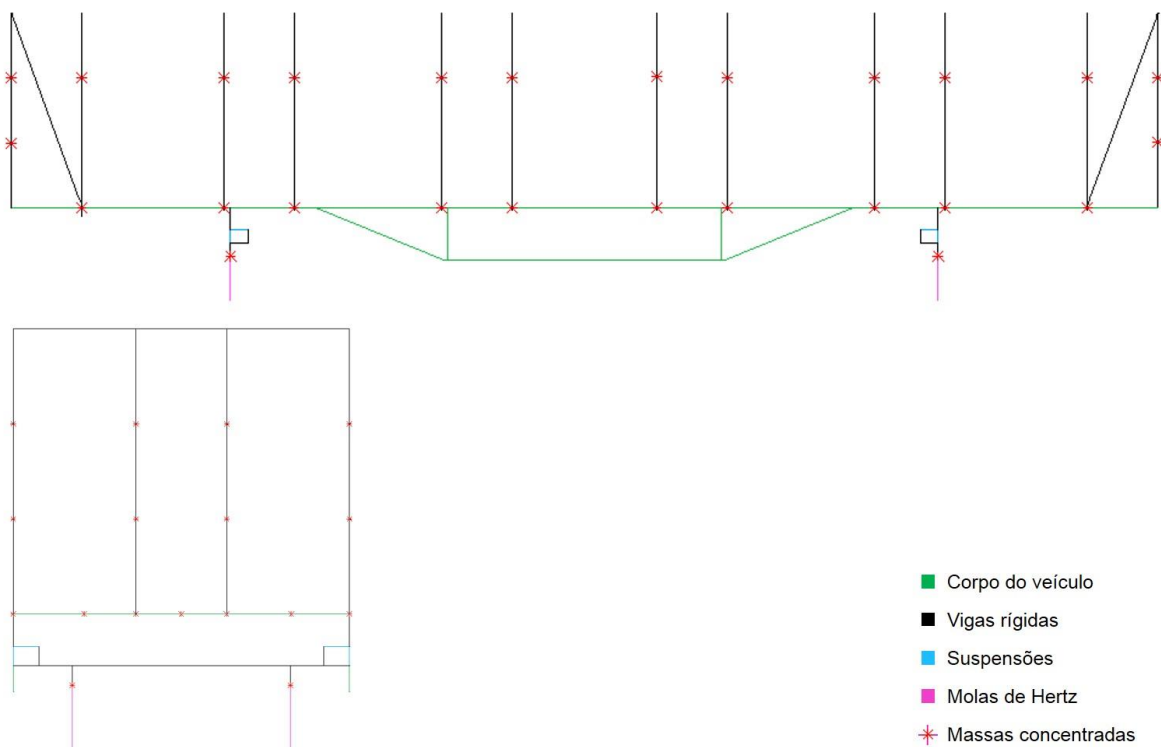


Figura 4.14 – Vistas do modelo retiradas do programa ANSYS.

#### 4.4.4. MODELAÇÃO DOS EIXOS

A modelação dos eixos do veículo envolveu a utilização de barras rígidas a ligar os diferentes elementos de mola e amortecedor que representam os sistemas de suspensão e as rodas.

No sentido de posicionar a mola equivalente ao sistema de suspensão a uma cota aproximadamente igual à real, foram utilizados elementos rígidos a fazer a ligação entre as molas (vertical, lateral e longitudinal) e o corpo do veículo. Por outro lado, foi utilizada uma barra rígida que representa o eixo do veículo, onde estão ligados rigidamente os elementos que simulam as rodas. Na Figura 4.15 representa-se uma vista do modelo onde se pode ver a suspensão do corpo do veículo em relação ao eixo por intermédio de molas nas três direções.

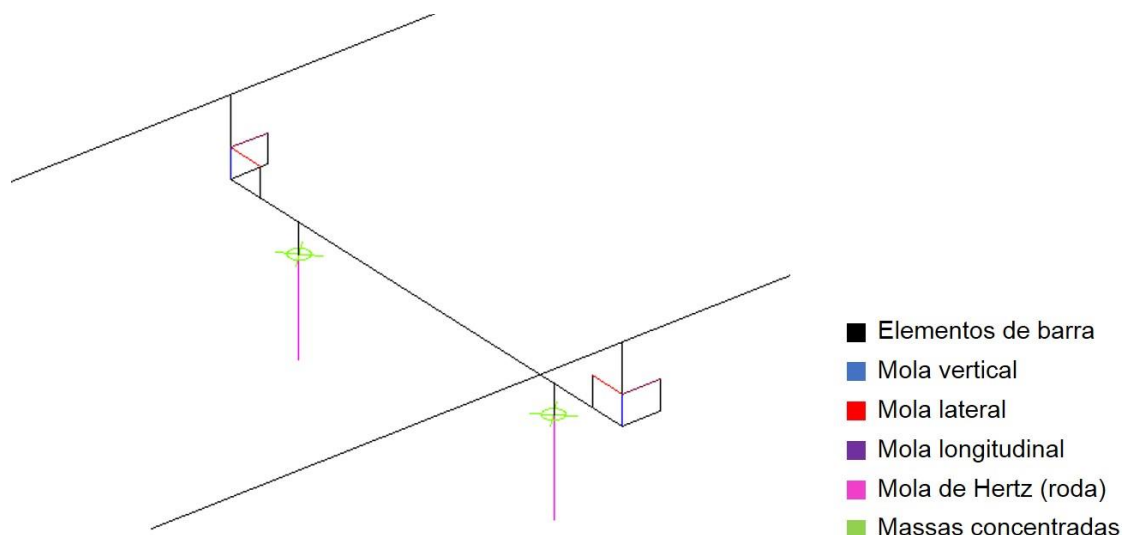


Figura 4.15 – Modelação dos eixos do veículo.

Assim, toda a caixa do veículo encontra-se suspensa em relação ao eixo, sendo as condições de movimento relativo controladas através dos parâmetros de rigidez e amortecimento dos elementos de ligação. Na sua definição, são utilizados elementos do tipo COMBIN14, apenas com ação na direção longitudinal do próprio elemento, que permitem definir separadamente os parâmetros de cada suspensão. Quanto às rodas, são simuladas por um elemento COMBIN14 com rigidez de  $1,53 \times 10^9$  N/m, valor de rigidez do contacto roda-carril baseado na teoria de contacto de Hertz. A massa da roda é introduzida através de um elemento MASS21 de massa pontual igual a 950 kg.

Em termos de restrições, os nós de contacto entre o veículo e o carril foram bloqueados em todas as direções, e o movimento do eixo foi impedido nas direções transversal e longitudinal. Também no corpo do veículo foram introduzidos impedimentos ao deslocamento na direção longitudinal, estando na direção transversal dependente exclusivamente da rigidez da mola nesta direção.

#### 4.4.4.1. Sistema de suspensão

Tal como foi apresentado no ponto 4.3 do presente trabalho, o sistema de suspensão do veículo apresenta um comportamento fortemente não linear. Para além desta não linearidade, existem ainda diversos fatores característicos destas molas que aumentam a incerteza associada ao modelo numérico.

Como base para a construção do modelo, considerou-se a representação das molas por meio de elementos com comportamento linear, no sentido de simplificar o modelo e permitir a utilização do *software* TBI no estudo da interação comboio-estrutura. A consideração da não linearidade seria a aproximação mais realista, mas conduziria a uma maior complexidade do modelo numérico. Por outro lado, verifica-se no comportamento apresentado na Figura 4.9 que para valores superiores da amplitude de sollicitação da mola, esta entra num regime de rigidez linear, próxima da rigidez média tabelada ( $k_m$ ). Na realidade, estando o comboio em circulação, prevê-se que os níveis de amplitude de sollicitação da suspensão sejam suficientes para considerar que ocorre este comportamento.

No entanto, no processo de calibração do modelo numérico, terão de ser tidos em conta valores de rigidez no primeiro patamar do ciclo ( $k_c$ ), já que os resultados do ensaio de identificação modal resultam de amplitudes de sollicitação das suspensões muito baixos.

No Quadro 4.6 resumem-se os valores dos parâmetros de rigidez da suspensão do veículo. Dada a incerteza do valor exato de rigidez, a gama de valores apresentada para a rigidez  $k_c$  tem o objetivo de permitir ao algoritmo de otimização algum espaço de ação.

Quadro 4.6 – Parâmetros de rigidez vertical da suspensão.

Parâmetro	Gama de valores
$k_m$ – rigidez vertical da suspensão para o veículo em movimento	1000 KN/m
$k_c$ – rigidez vertical da suspensão para a calibração do modelo	4500 – 7500 KN/m

De notar que no sentido de permitir uma maior flexibilidade na calibração do modelo numérico, os parâmetros de rigidez vertical das quatro suspensões são independentes.

No que diz respeito às molas laterais e longitudinais, existe um forte desconhecimento quanto aos parâmetros a utilizar. Por outro lado, este trabalho pretende focar-se especialmente no comportamento do veículo na direção vertical, mas a rigidez nesta direção pode ter alguma influência em modos de vibração do corpo do veículo que imponham rotações no sistema de suspensão. A Figura 4.16 ilustra o efeito das molas, especialmente das verticais e longitudinais. Foi assim atribuída uma gama de rigidez elevada que dá alguma flexibilidade ao algoritmo de otimização de avaliar o efeito desta rigidez. Foram utilizadas janelas de valores da ordem dos 400.000KN/m a 700.000KN para a suspensão longitudinal e de 400.000KN/m a 700.000KN/m para a suspensão lateral.

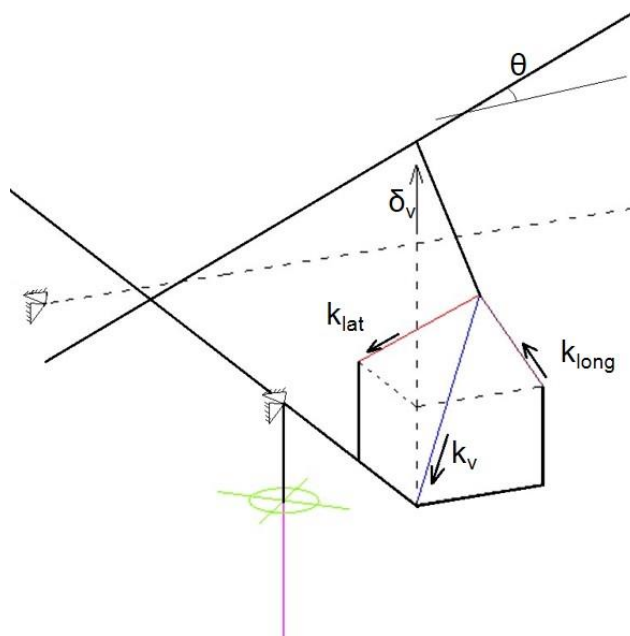


Figura 4.16 – Flexão da estrutura do veículo - rotação numa secção sobre o eixo.

#### 4.4.4.2. Amortecimento

Em termos de amortecimento do sistema, Chopra [38] refere um processo simplificado de avaliação de um coeficiente de amortecimento equivalente, que permite dar uma aproximação linearizada do comportamento não linear das suspensões. Assumindo-se um comportamento em ressonância, o coeficiente de amortecimento equivalente  $\xi_{eq}$  pode então ser dado pela seguinte relação:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (4.3)$$

Onde  $E_D$  representa a energia dissipada pela estrutura, dada pela área do ciclo histerético, tal como representado na Figura 4.17.

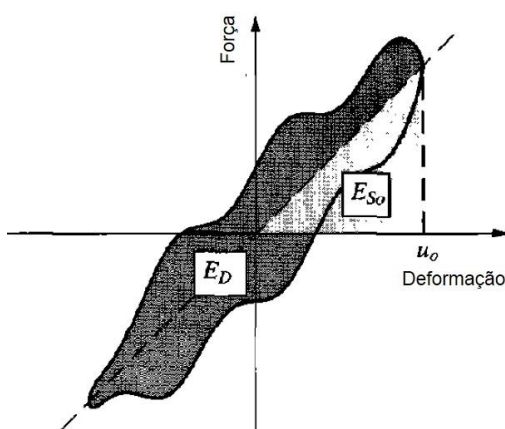


Figura 4.17 – Representação da energia dissipada pela estrutura num ciclo histerético. Adaptado de [38].

Já  $E_{S0}$  representa a energia potencial elástica do sistema mola-amortecedor e é calculada a partir da rigidez  $k$  e da amplitude da solitação  $u_0$ :

$$E_{S0} = \frac{k \cdot u_0^2}{2} \quad (4.4)$$

Partindo dos ciclos apresentados na Figura 4.9 para molas trapezoidais de folhas de aço, e partindo de uma rigidez do sistema de  $k=1000\text{KN/m}$  (valor médio, próximo do que deverá ocorrer com o veículo em andamento), obtemos os seguintes valores aproximados:

- Para  $u_0 = 22\text{mm}$ ,  $E_D \approx 0,60 \text{ KN.m}$  e  $E_{S0} = 0,242 \text{ KN.m}$ , logo  $\xi_{eq} \approx 0,20 = 20\%$
- Para  $u_0 = 72,2\text{mm}$ ,  $E_D \approx 10,29 \text{ KN.m}$  e  $E_{S0} = 2,68 \text{ KN.m}$ , logo  $\xi_{eq} \approx 0,30 = 30\%$

Assim, tendo em conta as amplitudes de solitação em causa, definiu-se para o valor do coeficiente de amortecimento equivalente a utilizar na análise um valor da ordem dos 25%. De notar no entanto que este processo é uma grande simplificação da realidade, podendo conduzir a um erro considerável. Uma avaliação experimental com uma solitação controlada permitiria uma melhor definição deste valor, sendo inclusivamente possível a sua avaliação para cada modo de vibração do sistema.

#### 4.4.5. MASSAS

Em termos de massa do veículo, importa distinguir as situações de veículo vazio e veículo carregado. Utilizou-se a lógica de introdução de massas concentradas e também a consideração de densidades equivalentes em alguns elementos.

No que diz respeito ao veículo vazio, conhece-se o valor da tara média igual a 16.300 kg. Tal como se verificou através da inspeção visual do comboio, existem pequenas diferenças entre os equipamentos transportados pelos diferentes vagões, pelo que se preveem variações de tara em relação ao valor médio. A indicação referente à tara do veículo encontra-se inscrita a branco no mesmo, tal como se pode verificar na Figura 4.18, juntamente com uma fotografia de um equipamento transportado sob a caixa.



Figura 4.18 - a) Indicação da tara inscrita no veículo; b) Equipamento sob a caixa.

A tara do veículo foi no modelo numérico dividida em quatro campos distintos:

- Massa da zona central do veículo;
- Massa das zonas laterais;
- Massa dos fustes;
- Massa de extremidade.

A consideração das massas da “zona central” e das “zonas laterais” conta com a maior parte da massa do veículo, e é separada nestas duas zonas com o intuito de dar alguma flexibilidade de variação da posição das massas que constituem a tara ao longo do mesmo. A assimetria da massa devido à existência de equipamentos sob o veículo ou de zonas com maior concentração do material pode assim ser tida em consideração. A “zona central” corresponde aos cinco metros centrais do veículo, sendo o restante aproximadamente igual a 8 metros. Esta massa foi introduzida no modelo através da densidade da casca, que representa o elemento mais apropriado para fazer uma distribuição de massa pela estrutura. Após compatibilizações, procura-se que esta massa perfaça cerca de 13.800 kg, sendo o restante para distribuir entre os fustes e a massa de extremidade.

A massa dos fustes foi considerada igual a 40 kg e colocada a 2/3 da sua altura através de uma massa concentrada em cada um dos 20 fustes do veículo.

As massas de extremidade pretendem ter em consideração o efeito da excentricidade de alguns elementos não estruturais, como os painéis ou outros equipamentos que possam contribuir para a assimetria da massa.

Para além dos painéis de extremidade existem também nos limites do veículo os encontros, que servem de ponto de contacto entre os diferentes vagões. Estes encontros são elementos metálicos com uma massa elevada e que se encontram igualmente excêntricos.

Dada a dificuldade em avaliar com precisão a massa de todos estes elementos, e dada a importância que esta excentricidade pode ter no comportamento dinâmico do veículo, optou-se então por introduzir um conjunto de oito massas concentradas na estrutura dos painéis. Pela análise da estrutura dos painéis que contam com oito perfis U e uma chapa de 2mm e pela análise dos elementos estruturais e não estruturais que se concentram nesta zona de extremidade, prevê-se que esta massa totalize entre 600 e 1000 kg em cada lado do veículo. Na Figura 4.19 representam-se o painel de topo e os encontros entre veículos.

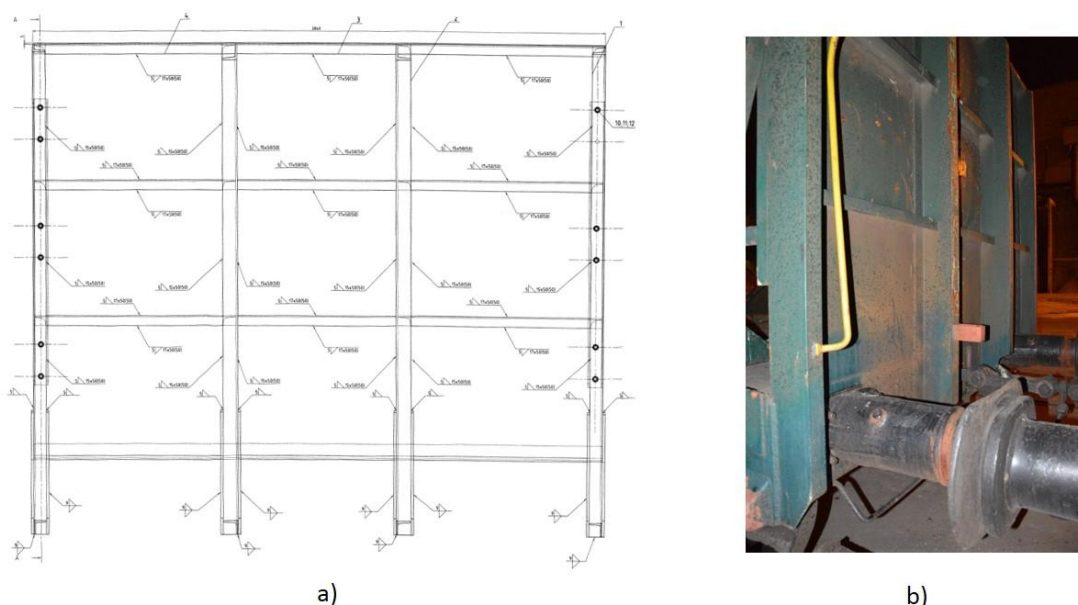


Figura 4.19 – a) Desenho do painel de topo. Fonte: EMEF; b) Fotografia do painel de topo e dos elementos de encontro.

A massa considerada para o carregamento é a do carregamento do veículo onde se realizou o ensaio de identificação modal que se descreve na secção seguinte. Verificou-se que o carregamento da madeira não é uma carga distribuída ao longo da superfície do veículo, dado que esta apoia sobre perfis metálicos que se encontram entre os fustes na direção transversal. Assim, cada estiva de madeira é uma massa apoiada ao longo de duas linhas. Neste sentido, optou-se por introduzir a massa equivalente ao carregamento de madeira através de massas concentradas ao longo de barras. A massa de cada estiva é então dividida por catorze elementos de massa do tipo MASS21, sete em cada linha de apoio.

Na Figura 4.20 representa-se uma vista em planta do modelo em ANSYS com as massas concentradas equivalentes à massa do carregamento do veículo e as massas de extremidade.



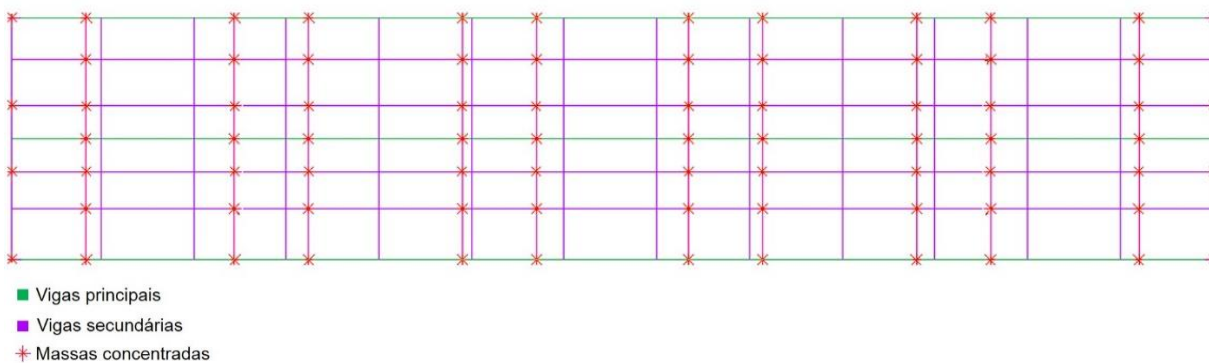


Figura 4.20 – Representação das massas concentradas no modelo em ANSYS

No Quadro 4.7 resumem-se as massas consideradas para a tara do veículo, estando as massas correspondentes ao carregamento do vagão ensaiado resumidas no Quadro 4.8.

Quadro 4.7 – Massas introduzidas no modelo numérico

Elemento	Densidade	Gama de massas
Massa distribuída (central + lateral), casca de 3mm	135.000 kg/m <sup>3</sup>	13.800 kg
Massa dos 20 fustes x 40 kg	-	800 kg
Massa de extremidade = 2 x 8 massas concentradas	-	1200 a 2200 kg
TOTAL Tara	-	15.800 a 16.800 kg

De notar que as massas apresentadas para o caso de veículo carregado são as que se encontravam sobre o veículo no momento do ensaio, no qual a estiva central (estiva 3) foi retirada e apenas contava com o peso de pessoas e equipamento.

Quadro 4.8 – Massas associadas ao carregamento do vagão estudado.

Estiva	Valor por massa concentrada (x14)	Massa
Estiva 1	291 kg	4080 kg
Estiva 2	289 kg	4040 kg
Estiva 3	60 kg	840 kg
Estiva 4	316 kg	4420 kg
Estiva 5	320 kg	4480 kg
TOTAL Carregamento		17.860 kg

#### 4.5. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO VEÍCULO

É descrito nesta secção o método utilizado na identificação dos parâmetros modais do veículo de mercadorias Kbs, cujos resultados pretendem contribuir para a calibração do modelo numérico desenvolvido.

Neste sentido, procedeu-se à realização de um ensaio de identificação modal que permitiu identificar frequências e modos de vibração do veículo de transporte de mercadorias da série Kbs. Foram utilizados acelerómetros piezoelétricos da marca PCB, modelo 393A03, com uma gama dinâmica de 0.5g. Na Figura 4.22 – c) representa-se uma imagem de um acelerómetro utilizado no ensaio.

##### 4.5.1. DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE MEDIÇÃO

Com o intuito de identificar modos de vibração de corpo rígido na direção vertical e transversal, assim como modos de flexão e torção, foram instrumentados catorze pontos do corpo do veículo. Em todos os catorze pontos, foi avaliado o comportamento na direção vertical, sendo que em dois pontos de extremidade, do mesmo lado, foram ainda colocados acelerómetros com o intuito de medir a resposta na direção transversal. O movimento destes dois pontos (representados com os números 1 e 13 na Figura 4.21) na direção transversal revela-se suficiente para avaliar modos transversais de corpo rígido. Quanto à direção vertical, optou-se por criar uma malha que permitisse avaliar as secções sobre os eixos, extremidades e zona central do veículo. Assim, foi utilizado um total de dezasseis acelerómetros, localizados de acordo com a representação da Figura 4.21.

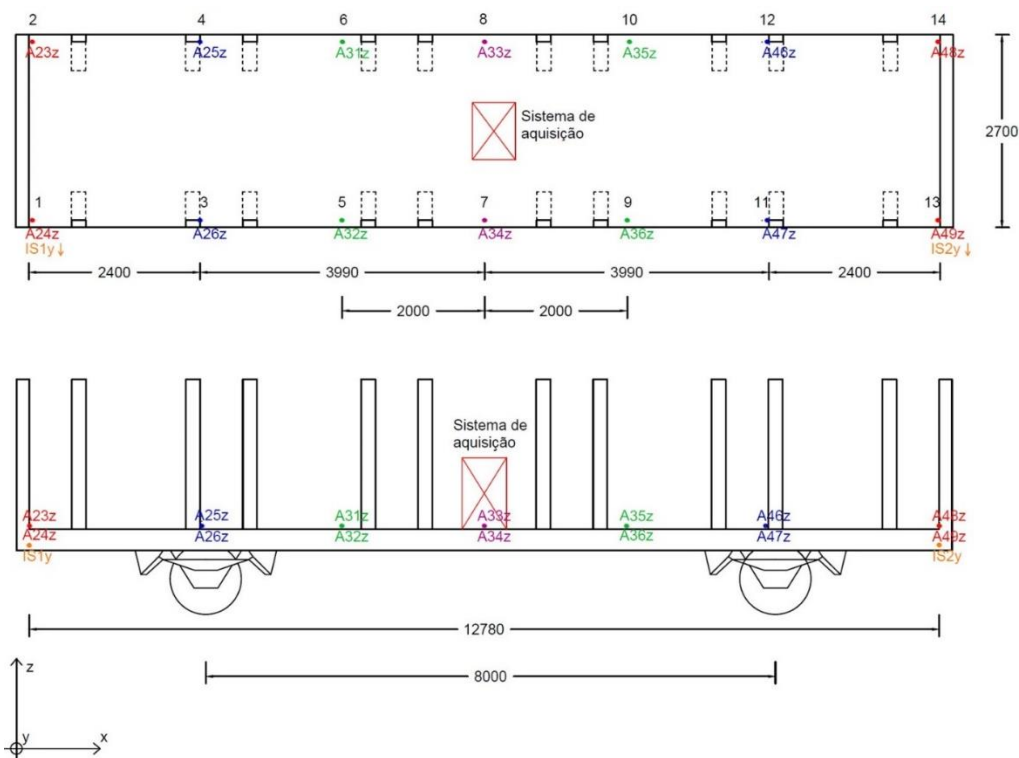


Figura 4.21 – Mapa dos pontos instrumentados – planta e vista lateral.

#### 4.5.2. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

O ensaio foi realizado tendo em vista a identificação de frequências e modos de vibração do veículo nas situações de veículo cheio e veículo vazio. Note-se que é possível um carregamento máximo do veículo da ordem de 23.700 kg, que representa cerca de 1,45 vezes a sua tara (16.300 kg), pelo que a diferença de massa entre as duas situações deverá ter efeito no comportamento dinâmico do veículo. Por outro lado, dado o comportamento não-linear das suspensões, o parâmetro de rigidez associado à suspensão poderá ser afetado pela variação de massas. Neste sentido, o ensaio teve forçosamente de ser realizado no momento de descarga do veículo, nas instalações da Soporcel. Envolveu portanto um forte planeamento associado a todas as restrições inerentes ao facto de o veículo se encontrar em serviço.

Numa primeira fase, após entrada do comboio nas instalações, foi seleccionado dos vagões acessíveis aquele que se encontrava mais distante da zona de descarga, no sentido de permitir uma janela de tempo de trabalho mais alargada. Cada veículo é carregado com cinco estivas de madeira, pelo que foi retirada a estiva central (Figura 4.22 – a)) para permitir espaço de trabalho já que o veículo se ia movimentando à medida que a descarga se processava nos primeiros vagões. A opção de retirar apenas a estiva central permite minimizar a perda de massa, mantendo uma distribuição simétrica da carga.

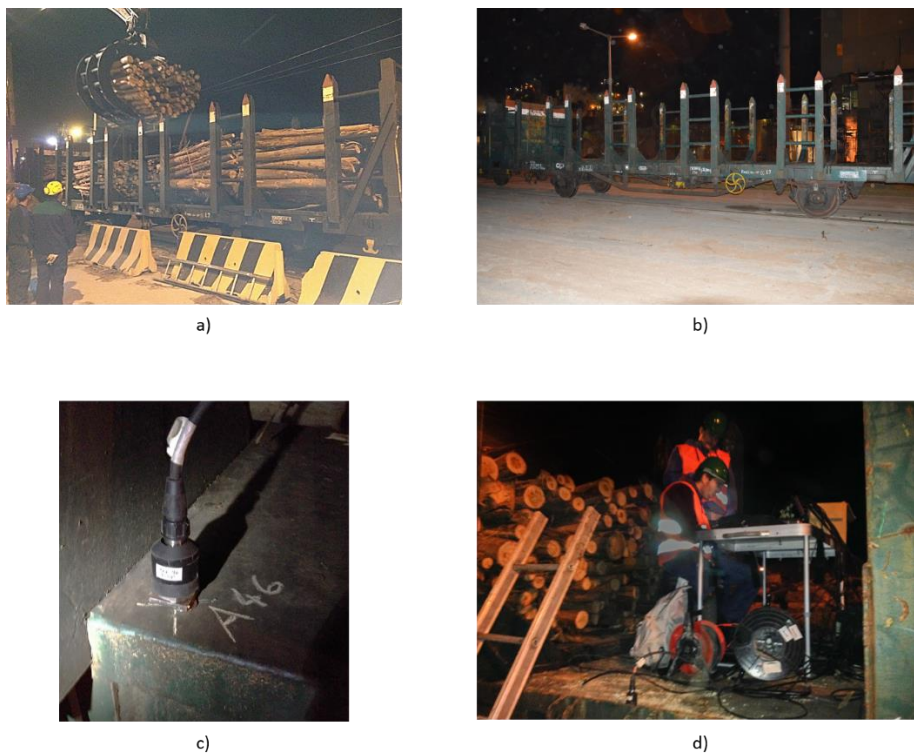


Figura 4.22 – a) Remoção da estiva central; b) Vista geral do veículo vazio; c) Acelerómetro; d) Sistema de aquisição localizado no centro do veículo.

De seguida, foram colocados os acelerómetros nos pontos a instrumentar, fixados com recurso a cantoneiras metálicas, fixadas ao veículo com discos magnéticos. Procedeu-se então à montagem das ligações entre os acelerómetros e o sistema de aquisição que transmite o sinal ao computador onde a informação é guardada. O sistema de aquisição foi localizado no centro do veículo, juntamente com a bateria utilizada para alimentação e o restante material afeto ao ensaio. No sentido de registar a resposta

do veículo descarregado (Figura 4.22 – b)), procedeu-se então ao descarregamento completo das quatro estivas restantes e reposicionamento dos acelerómetros e sistema de aquisição nas mesmas posições.

Estando as condições reunidas para iniciar o registo de informação, foram utilizados diferentes métodos de excitação da estrutura - vibração ambiental, veículo em movimento, grupo de 6 pessoas a executar saltos com frequência aleatória e excitação com dois martelos. Foram registados sinais de aceleração em séries de aproximadamente 300 segundos, utilizando-se a combinação de diferentes métodos de excitação e ainda a excitação recorrendo a cada um dos métodos isolados. Na posterior análise de resultados verificou-se que a excitação com martelos conduziu a resultados deficientes, tendo a combinação de veículo em movimento e excitação por saltos se mostrado o meio mais eficiente.

#### 4.5.3. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS

Após recolha e tratamento dos dados, foi utilizado o *software* ARTEMIS (v5.3) para proceder à identificação de frequências e modos de vibração com base na técnica de decomposição no domínio da frequência (FDD). Este método proposto por Brincker [53] apresenta uma evolução importante em relação ao método *Peak-Picking*, ao permitir a identificação de modos com frequências próximas e uma boa aproximação do coeficiente de amortecimento, mantendo a facilidade de utilização. Torna-se então possível obter com o programa as frequências e uma animação da forma dos modos de vibração identificados.

Na Figura 4.23 apresentam-se as curvas dos valores singulares resultante dos ensaios do veículo carregado e vazio. Estas curvas são referentes ao ensaio em que se recorreu à excitação do veículo provocada pelo seu movimento lento, em conjugação com o movimento de pessoas sobre o mesmo.

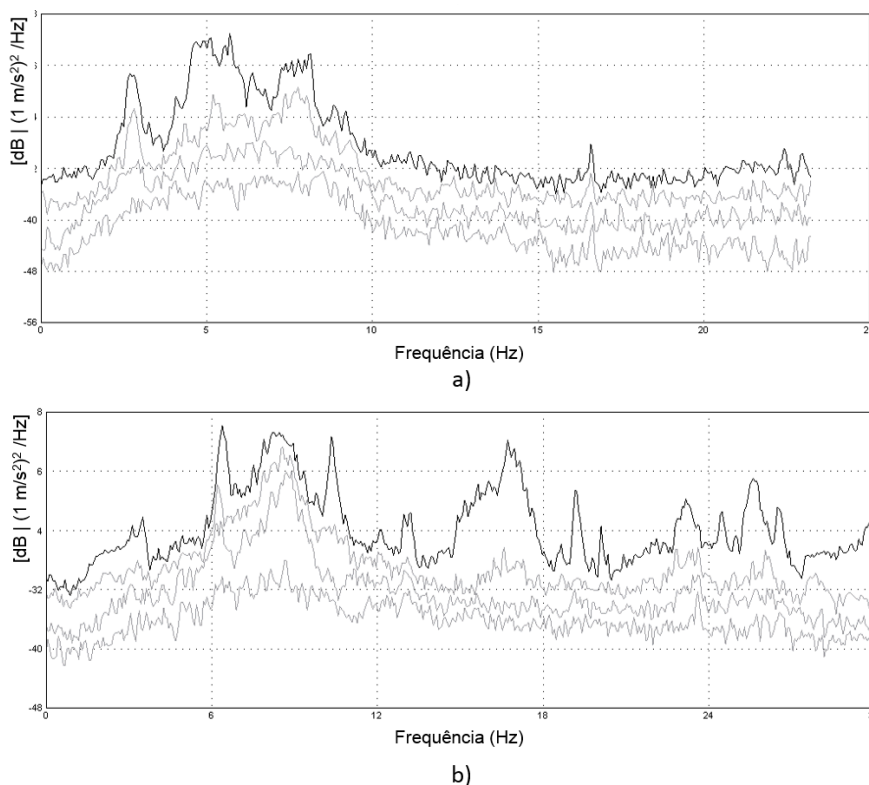


Figura 4.23 - Curvas dos valores singulares retidas do ARTEMIS para: a) veículo carregado; b) veículo vazio.

A seleção de frequências teve por base o valor da função de coerência, cuja representação pode ser ativada no programa ARTEMIS, e que se procura que seja elevada nas zonas do espectro onde se identificam os picos.

Na Figura 4.24 representam-se as frequências e modos de vibração identificados para a situação de veículo carregado.

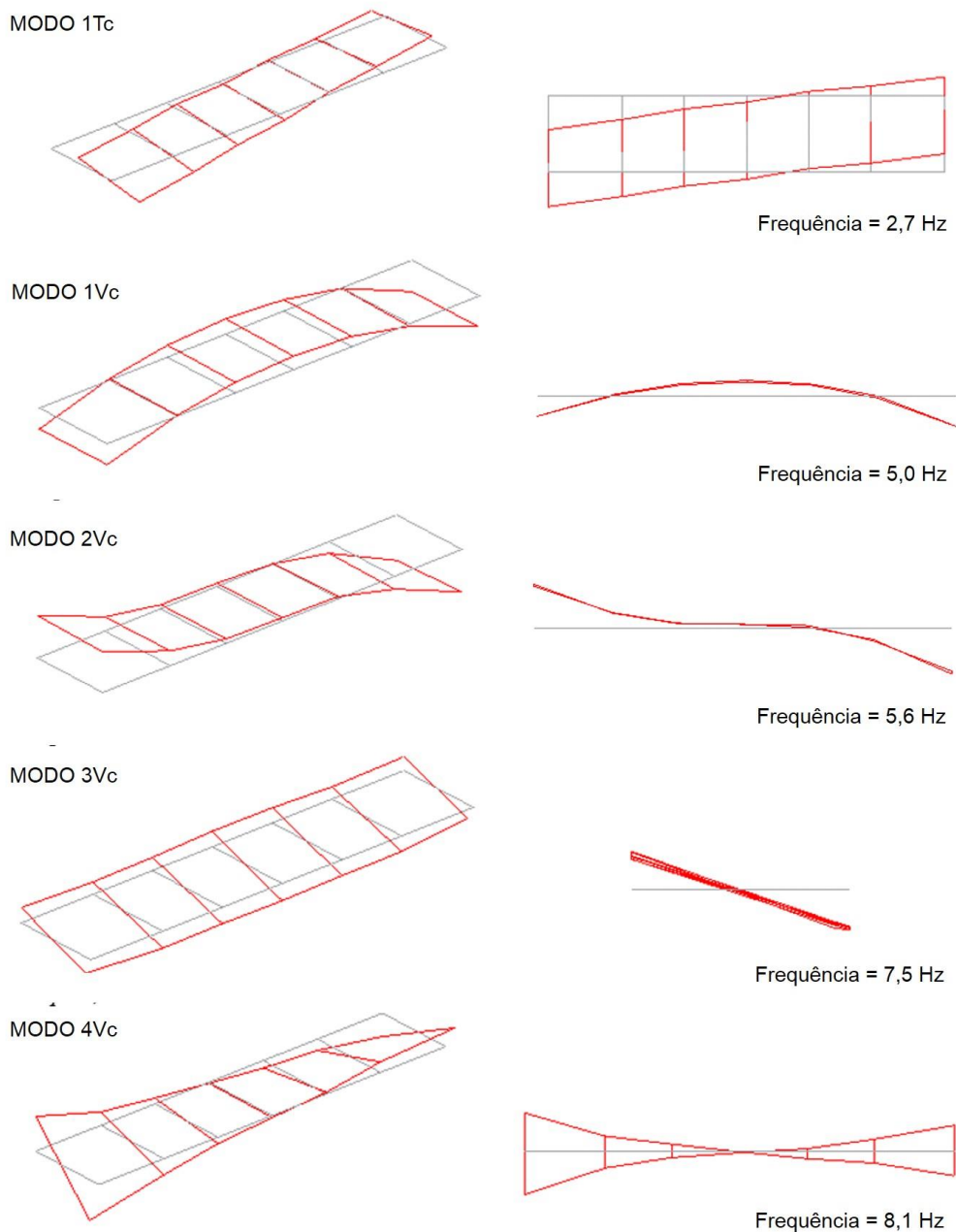
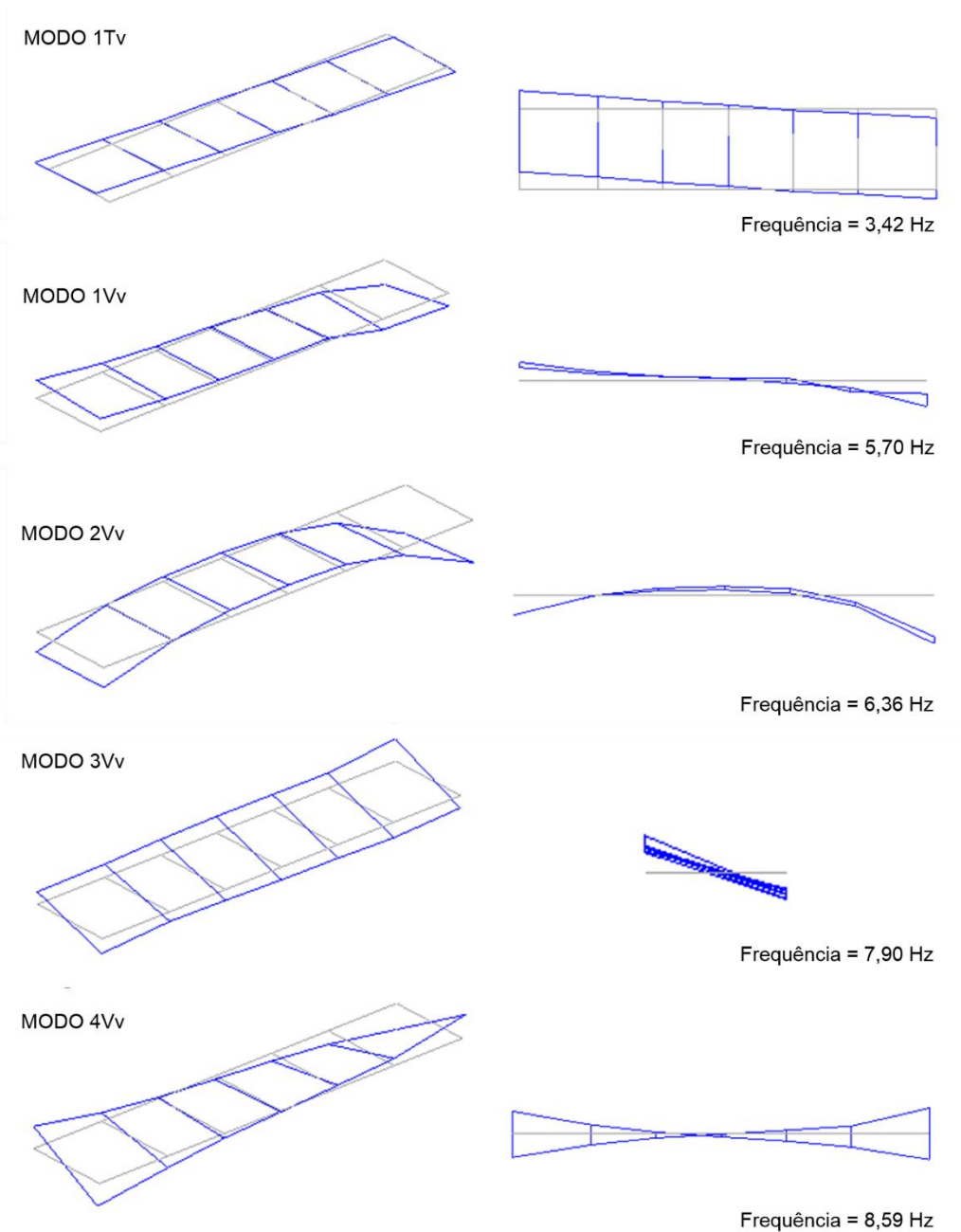


Figura 4.24 – Modos de vibração identificados para a situação de veículo carregado.

O primeiro modo representa um modo de vibração transversal, detetado pelos acelerómetros IS1 e IS2 representados na Figura 4.21. Os restantes modos são verticais, sendo o primeiro modo de flexão o de frequência mais baixa. Segue-se um segundo modo vertical que também é caracterizado pela flexão de parte do corpo do veículo. O primeiro modo vertical de corpo rígido é detetado de seguida, caracterizando-se pela rotação de todo o corpo do veículo sobre o seu eixo central, com igual participação preponderante dos sistemas de suspensão. O quarto modo vertical, e último a ser detetado no ensaio, é um modo de torção.

Na Figura 4.25 representam-se as frequências e modos de vibração identificados para a situação de veículo vazio.



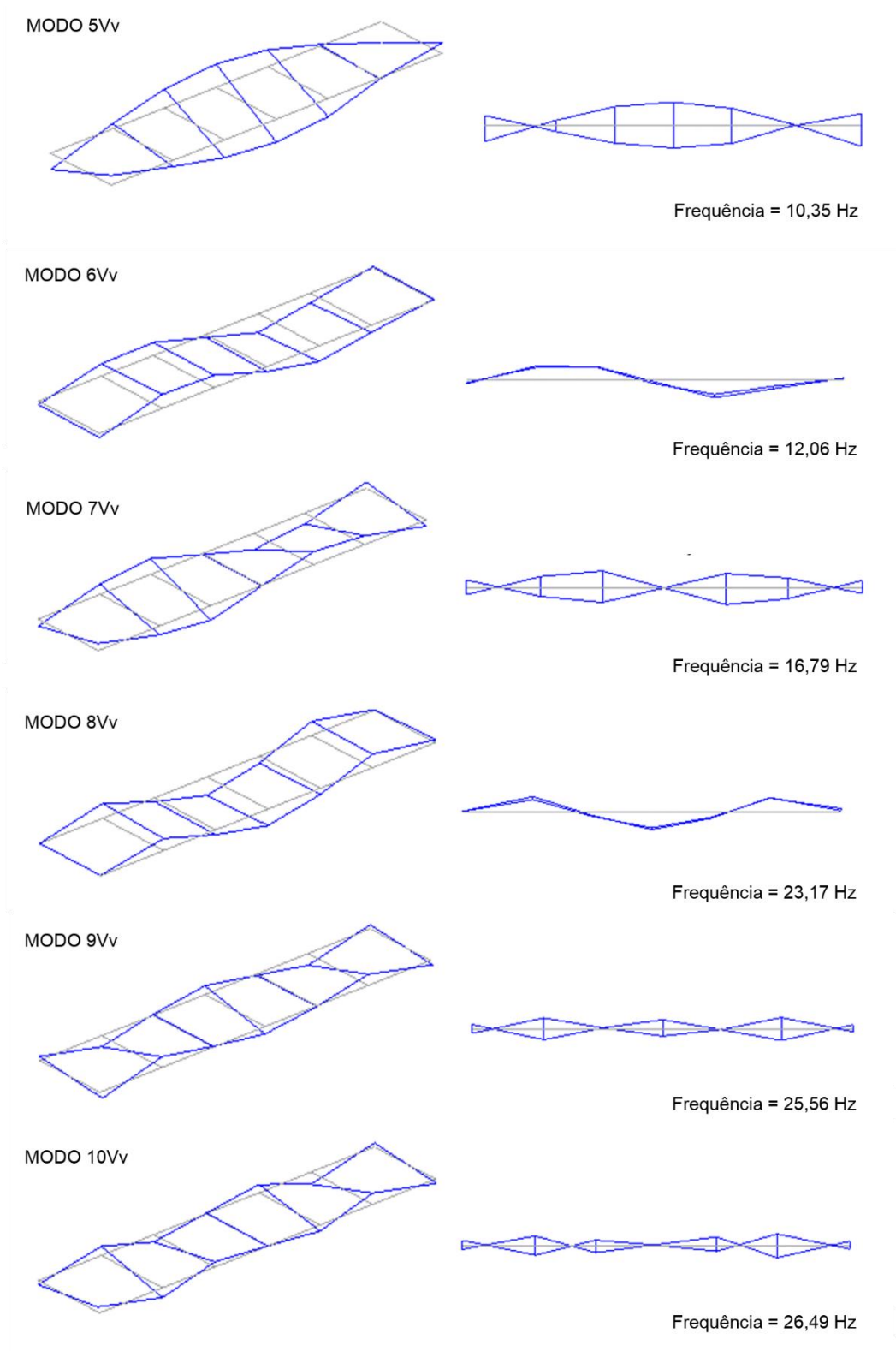


Figura 4.25 – Modos de vibração identificados para a situação de veículo vazio.

Em comparação com o ensaio do veículo carregado, é de notar a espectral subida do valor das frequências para modos equivalentes. Uma nota para a troca entre o primeiro e segundo modos verticais, tendo o modo de flexão sido mais sensível ao efeito de redução da massa. Na situação de veículo vazio foi possível identificar bastantes mais modos de vibração, especialmente de frequências mais elevadas, tendo-se recolhido informação até aos 26,5 Hz. Este facto poder-se-á dever à maior facilidade em excitar o veículo, permitindo uma melhor identificação dos picos associados ao ensaio com o veículo vazio. Tal facto é observável na Figura 4.23 – a), que mostra uma concentração da energia na zona do espectro das frequências mais baixas, impedindo a identificação de picos associados a modos estruturais do corpo do veículo com frequências mais elevadas.

No Quadro 4.9 resumem-se as informações recolhidas do ensaio de identificação modal.

Quadro 4.9 – Resumo das informações modais recolhidas.

Modo	Tipo	Frequência	Coef. amortecimento
<b>VEÍCULO CARREGADO</b>			
1Tc	Transversal	2,7	2,53%
1Vc	Vertical	5,0	1,33%
2Vc	Vertical	5,6	1,31%
3Vc	Vertical	7,5	0,46%
4Vc	Vertical	8,1	0,59%
<b>VEÍCULO VAZIO</b>			
1Tv	Transversal	3,42	2,24%
1Vv	Vertical	5,70	0,88%
2Vv	Vertical	6,36	1,14%
3Vv	Vertical	7,90	0,61%
4Vv	Vertical	8,59	0,63%
5Vv	Vertical	10,35	0,49%
6Vv	Vertical	12,06	0,30%
7Vv	Vertical	16,79	1,26%
8Vv	Vertical	23,17	0,75%
9Vv	Vertical	25,56	0,91%
10Vv	Vertical	26,49	0,34%



Numa análise global de ambos os ensaios, é de notar a identificação dos primeiros modos que envolvem a flexão do corpo do veículo com frequências inferiores aos primeiros modos de corpo rígido. Tal facto está associado à baixa inércia do corpo do veículo, que é constituído apenas por uma grelha de perfis metálicos cobertos por uma chapa de 2mm de espessura. Também a elevada rigidez apresentada pelas suspensões para movimentos de baixa amplitude em torno de um ponto de equilíbrio contribui para a maior frequência associada aos modos que envolvem o movimento dos pontos sobre os eixos.

#### 4.5.4. AMORTECIMENTO ESTRUTURAL DO CORPO DO VEÍCULO

Em termos de amortecimento, é aqui possível estimar um coeficiente de amortecimento estrutural do veículo. Observando os modos identificados experimentalmente, é possível adaptar uma curva de amortecimento de Rayleigh que procure adaptar-se o melhor possível aos modos que envolvem essencialmente a estrutura do veículo, tal como descrito em 3.4.1.

Assim, estimou-se a curva representada no gráfico da Figura 4.26 com base em dois pontos avaliados experimentalmente, tendo-se obtido parâmetros da curva de  $c_1 = 0,53$  e  $c_2 = 7,8 \times 10^{-5}$ .

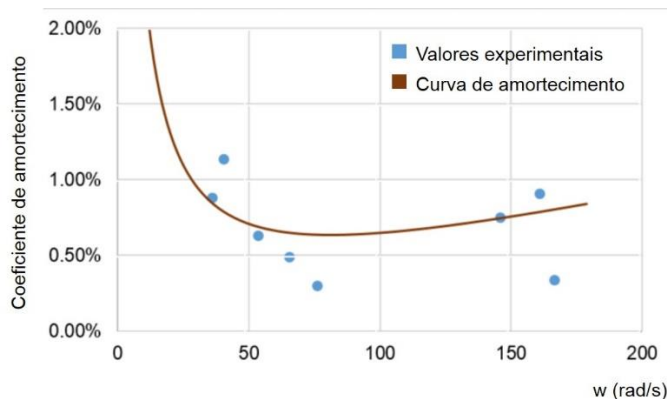


Figura 4.26 – Curva de amortecimento de Rayleigh para a estrutura do veículo.

#### 4.6. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

O desenvolvimento de qualquer modelo numérico envolve um conjunto de simplificações e incertezas associadas à geometria das secções, variabilidade das propriedades dos materiais, entre outros. Assim, a confiança nos resultados de um modelo depende em grande parte da sua validação experimental.

Optou-se no desenvolvimento do modelo numérico do veículo em estudo por uma abordagem com alguma complexidade, ao procurar caracterizar o comportamento do corpo do veículo. Assim, existem diversos parâmetros com alguma incerteza associada, mas dado que o objetivo final é um modelo com um comportamento global que caracterize o comportamento global do veículo real, estas incertezas podem ser ultrapassadas de certa forma por um processo de calibração do modelo numérico com base nos resultados experimentais obtidos.

Assim, procedeu-se à otimização de alguns parâmetros do veículo vazio com base num algoritmo genético desenvolvido em MatLab. Optou-se por calibrar o modelo com base nos resultados experimentais do veículo vazio. Essa escolha deve-se a ter sido esta a situação que conduziu a melhores resultados em termos configurações modais e de número de modos identificados, o que se pode dever à maior facilidade em excitar os modos estruturais estando o veículo descarregado.

#### 4.6.1. NOÇÕES BÁSICAS

Pretende-se neste ponto introduzir alguns conceitos necessários para o processo de otimização dos parâmetros numéricos do modelo. O princípio de otimização dos parâmetros numéricos é o de aproximar o comportamento dinâmico do modelo ao comportamento identificado experimentalmente, ou seja, procurar identificar os mesmos modos naturais de vibração, aproximando não só a sua frequência como a sua configuração modal.

##### 4.6.1.1. Análises de sensibilidade

O processo de seleção dos parâmetros a considerar na calibração do modelo numérico não pode no entanto ser aleatória. Existem parâmetros com mais influência que outros no comportamento da estrutura, sendo que a sua variação deve estar compreendida numa janela de valores lógicos. Neste contexto introduz-se a noção de análise de sensibilidade, que tem como objetivo a seleção dos parâmetros que mais influenciam a resposta e que, por isso, devem ser englobados na calibração do modelo numérico

Ribeiro [40] descreve os tipos de análise de sensibilidade, que podem ser divididas em análise local ou global. Uma análise local baseia os coeficientes da matriz de sensibilidade no cálculo da primeira derivada de cada resposta em relação a cada parâmetro. Já numa análise de sensibilidade global, todos os parâmetros são variados em simultâneo de forma estocástica ou sistemática. Brehm et al. [54] apresenta uma aplicação desta metodologia. No presente trabalho, são utilizadas análises de sensibilidade globais, baseadas no método estocástico do Hipercubo Latino, que garantem um melhor preenchimento do espaço amostral em comparação com outros métodos como o método de Monte Carlo [40]. No contexto deste trabalho, foram realizadas diversas análises de sensibilidade com recurso ao *software* OptiSLang.

##### 4.6.1.2. Parâmetro MAC

A avaliação de sensibilidade dos parâmetros e o processo de otimização podem então ter como critério o aumento do grau de emparelhamento dos modos. Em termos de técnicas de emparelhamento de modos, estas têm o objetivo de estabelecer uma correspondência entre cada modo de vibração experimental e numérico. Existem em geral duas estratégias de emparelhamento, as que se baseiam no conceito matemático de correlação entre vetores e as baseadas em critérios energéticos.

No que diz respeito às estratégias baseadas na correlação entre vetores, são de destacar as vantagens de utilização do parâmetro MAC, relacionadas com a muito simples implementação, o facto de não requerer informação de todos os graus de liberdade da estrutura e ainda de não depender da normalização dos vetores modais [54]. Por estes motivos, este parâmetro é o critério mais utilizado na análise de correlação entre modos [55]. O parâmetro MAC fornece uma medida do desvio médio quadrático entre vetores numérico e experimental, em relação à reta de correlação linear de dois vetores, sendo obtido pela relação seguinte:

$$MAC_{ij} = MAC(\hat{\Phi}_i, \hat{\Phi}_j) = \frac{(\hat{\Phi}_i^T \hat{\Phi}_j)^2}{(\hat{\Phi}_i^T \hat{\Phi}_i)(\hat{\Phi}_j^T \hat{\Phi}_j)} \quad (4.5)$$

Este parâmetro pode assim tomar valores entre 0 e 1, sendo que o valor numérico corresponde ao caso de modos coincidentes. Pode-se considerar uma boa correlação entre modos a partir de valores de

$MAC = 0,80$ . De notar que o parâmetro MAC é particularmente sensível à alteração das ordenadas de maior amplitude e pouco sensível à alteração das ordenadas de pequena amplitude.

#### 4.6.1.3. Algoritmos genéticos

A lógica dos algoritmos genéticos baseia-se na evolução natural de uma espécie, na qual os indivíduos que possuem um melhor código genético estão em vantagem perante os restantes e têm assim maior probabilidade de ver os seus genes disseminados pelas populações futuras. A avaliação da “qualidade” dos genes é feita por base numa função objetivo, habitualmente relacionada com a minimização das diferenças entre frequências e aumento do grau de emparelhamento entre modos.

O processo inicia-se com uma geração aleatória de  $n$  indivíduos. Cada individuo corresponde a uma solução do problema, correspondendo o conjunto dos parâmetros numéricos que lhe são atribuídos aos seus genes. Desses, os que apresentam melhores valores da função objetivo, ou seja, os melhores genes, formam a população inicial. Esta é a lógica de base para o processo iterativo que tem em vista a convergência do problema para um conjunto de parâmetros dentro dos limites impostos, que minimize o valor da função objetivo. Ribeiro [40] descreve a lógica de funcionamento de um algoritmo genético, assim como os diferentes operadores básicos (seleção, reprodução, mutação e substituição) que são utilizados no sentido de atingir mais rapidamente a convergência do problema.

Na Figura 4.27 apresenta-se a lógica de processamento de um algoritmo genético.

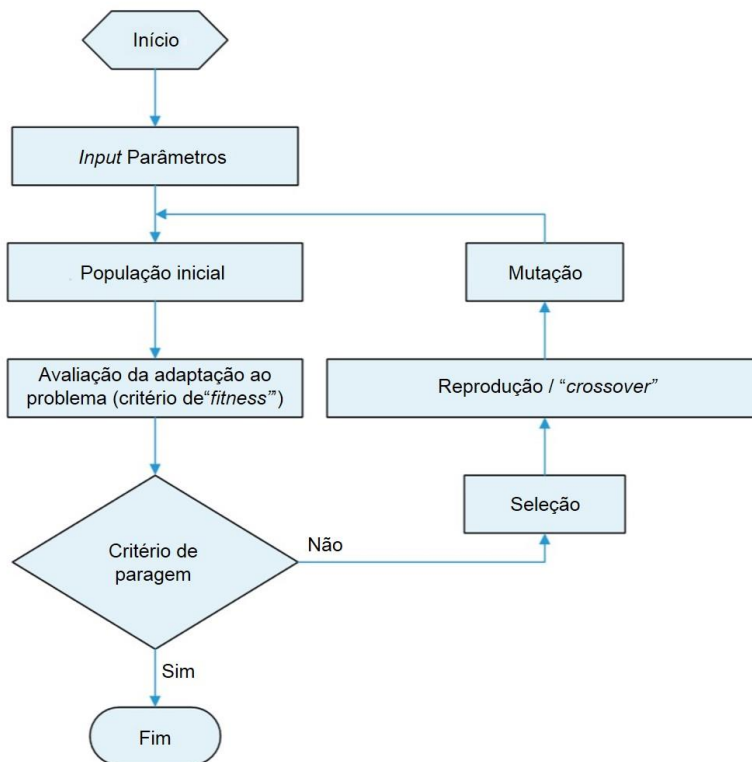


Figura 4.27 – Lógica de um algoritmo genético. Adaptado de [56]

Encontrando-se este algoritmo desenvolvido em MatLab, foi adaptado ao caso em estudo no sentido de proceder à otimização do modelo numérico.

## 4.6.2. EMPARELHAMENTO DOS MODOS

Com o intuito de verificar quais os modos numéricos que foram identificados experimentalmente, recorreu-se à determinação do parâmetro MAC associado aos 10 modos experimentais verticais e aos 30 primeiros modos numéricos. Em paralelo é também realizada uma verificação visual da configuração modal que garante que a correlação é bem realizada no caso de existir mais de um modo numérico com um valor elevado do parâmetro MAC. Na Figura 4.28 apresenta-se a matriz de correlação MAC dos modos obtidos por via experimental e numérica. Esta análise é feita com base nos valores inicialmente estimados para os parâmetros numéricos.

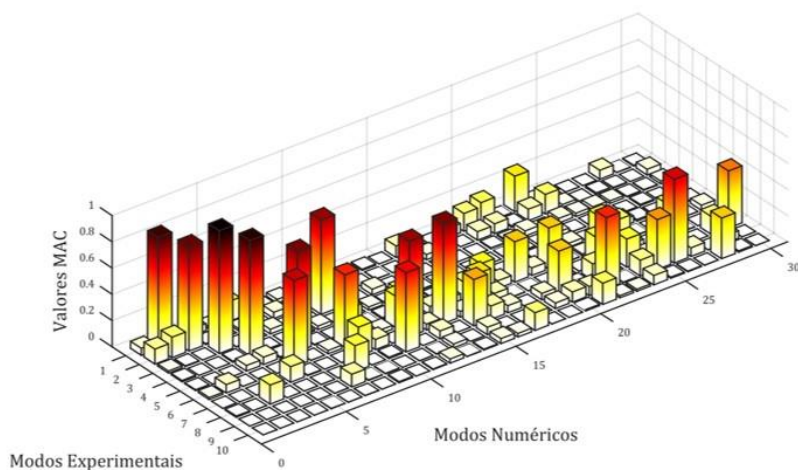


Figura 4.28 - Matriz de correlação MAC dos modos obtidos por via experimental e numérica.

Pela análise desta matriz, verifica-se que os primeiros seis modos experimentais verticais têm uma boa correlação com alguns modos numéricos. Existe no entanto uma clara troca de posições entre os modos experimentais 5Vv e 6Vv, motivada pela elevada frequência que o modo 5Vv apresenta em relação ao avaliado experimentalmente.

De notar que o primeiro modo numérico, representado na Figura 4.29, representa um modo de corpo rígido com movimento apenas na direção vertical. Este modo não foi identificado experimentalmente. No que diz respeito ao modo 6Vv, a simples análise do parâmetro MAC poderia deixar algumas dúvidas quanto ao modo numérico com que se identifica. No entanto, a análise visual das configurações modais permite assegurar que este modo se correlaciona com o 6º modo numérico, representado na Figura 4.29.

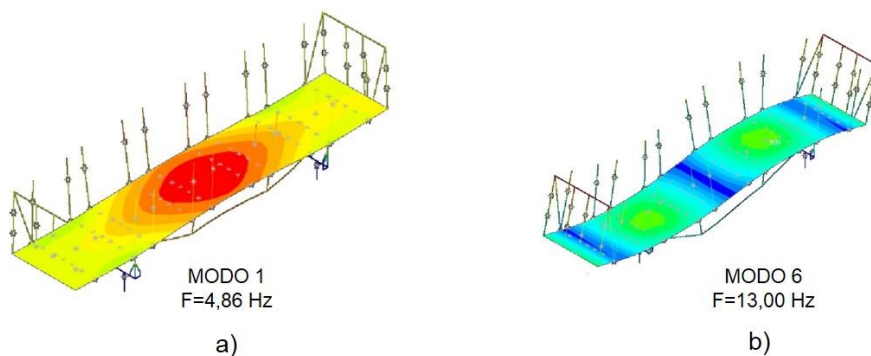


Figura 4.29 – a) Modo numérico 1; b) Modo numérico 6.

#### 4.6.3. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE DO MODELO NUMÉRICO

Após a criação do modelo do veículo, permanecem algumas incertezas acerca de determinados parâmetros, dos quais se destacam a distribuição da tara e a rigidez das suspensões. Quanto à estrutura, existe um bom conhecimento dos perfis principais, no entanto é de esperar que algumas simplificações realizadas ou a variação de parâmetros mecânicos dos materiais possam introduzir algum erro, nomeadamente nos modos que envolvem flexão e torção do corpo do veículo.

Procurou-se assim nas análises de sensibilidade avaliar o efeito da variação da posição das massas através de duas variáveis: a variação das massas de extremidade e a variação da densidade da casca nas zonas central e laterais, impondo que a massa total da casca permanecesse igual.

Em termos de suspensões, procurou-se avaliar a sensibilidade das quatro molas verticais em separado e foi ainda introduzido o parâmetro de rigidez longitudinal e lateral. De notar que as molas longitudinais e laterais são introduzidas com uma rigidez muito elevada, pois tal como está representado na Figura 4.16 o seu efeito está apenas associado à deformação da estrutura do veículo já que este se encontra bloqueado em x e y, o que conduz a pequenos deslocamentos das molas.

Quadro 4.10 – Parâmetros a analisar na análise de sensibilidade.

Parâmetro	Descrição	Valor atribuído	Limites	Unidade
Dens	Densidade da casca na zona central	134.000	125x10 <sup>3</sup> / 145x10 <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>
K <sub>01</sub>	Rigidez da mola vertical 1	5000	4500 / 7500	KPa
K <sub>02</sub>	Rigidez da mola vertical 2	5000	4500 / 7500	KPa
K <sub>03</sub>	Rigidez da mola vertical 3	5000	4500 / 7500	KPa
K <sub>04</sub>	Rigidez da mola vertical 4	5000	4500 / 7500	KPa
E	Modulo Young dos elementos estruturais	2,1	1,80 / 2,30	GPa
K <sub>lat</sub>	Rigidez da mola lateral	500.000	400x10 <sup>3</sup> / 700x10 <sup>3</sup>	KPa
K <sub>long</sub>	Rigidez da mola longitudinal	500.000	400x10 <sup>3</sup> / 700x10 <sup>3</sup>	KPa
M <sub>ext</sub>	Massa de extremidade	80	70 / 140	kg
C <sub>sus</sub>	Amortecimento da suspensão	195x10 <sup>3</sup>	--	N.s/m
K <sub>Hertz</sub>	Rigidez da mola de Hertz	1,53x10 <sup>9</sup>	--	N/m

Analisou-se ainda a sensibilidade ao módulo de elasticidade  $E$  dos perfis metálicos, com o intuito de considerar as possibilidades de alterações nas propriedades mecânicas dos materiais e variar a rigidez global do corpo do veículo. No Quadro 4.10 são resumidos os parâmetros a estudar na análise de sensibilidade.

A calibração do modelo numérico teve por base os resultados associados ao veículo vazio, não se tendo considerado o modo transversal 1Tv dado que o estudo se centra no comportamento na direção vertical. No processo de calibração, foram utilizados os dados relativos aos modos 1Vv, 2Vv, 3Vv, 4Vv e 6Vv. Foram então escolhidas como respostas a analisar as frequências e MAC associados a estes modos de vibração verticais, dado que eram os modos experimentais que apresentavam uma melhor correlação com os obtidos numericamente.

Na Figura 4.30 está representada a matriz dos coeficientes de correlação de Spearman, que permite avaliar a sensibilidade das respostas escolhidas em relação a alguns parâmetros.

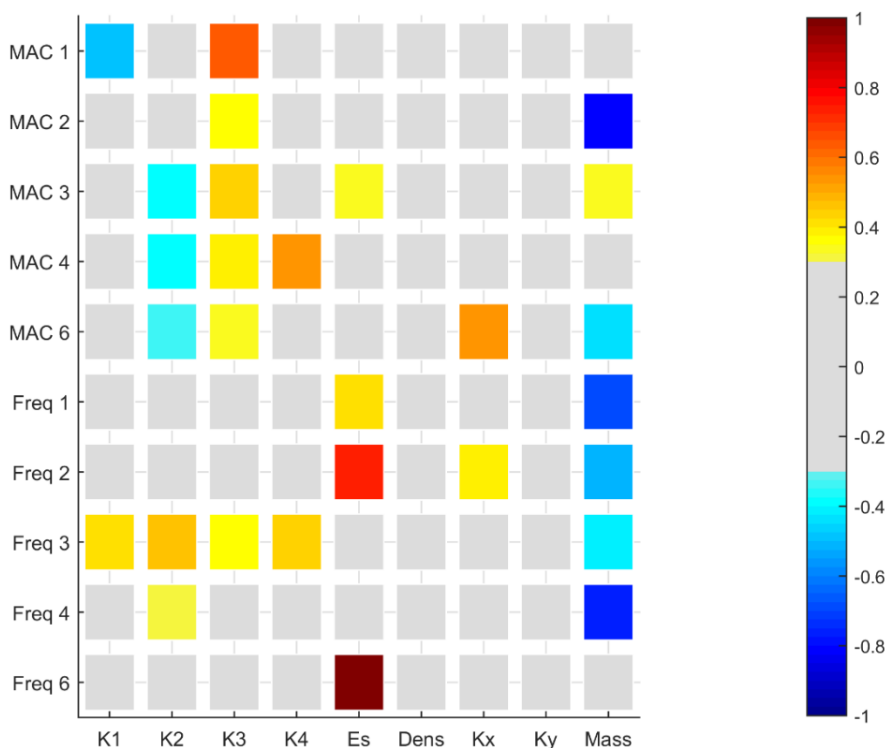


Figura 4.30 – Matriz de coeficientes de correlação de Spearman, entre parâmetros numéricos e respostas.

Um valor positivo da matriz implica uma relação positiva entre as variáveis, enquanto que um valor negativo implica uma correlação inversa. De notar ainda que foram considerados apenas valores de correlação superiores a 0,30.

Tal como se pode observar, o parâmetro “Dens”, que representa a densidade da casca e que pretendia fazer variar a distribuição da massa entre a zona central e laterais não mostrou influenciar de forma significativa a resposta. Tal facto pode dever-se à simetria dos modos de vibração que conduz a que a variação da posição das massas não afeta o problema desde que a sua configuração se mantenha simétrica, havendo no final a mesma contribuição global de massa.

Também o parâmetro relativo à rigidez lateral ( $K_y$ ) da suspensão mostrou ter pouca influência sobre a resposta, o que se deverá dever essencialmente aos baixos deslocamentos nessa direção que não permitem que a rigidez tenha alguma influência sobre a resposta.

Na Figura 4.31 estão representados a título de exemplo três gráficos Anthill que ilustram de forma mais perceptível a dependência da frequência do segundo modo de vibração e do valor de MAC associado a esse modo em relação a três dos parâmetros que suscitavam maior incerteza - massa de extremidade, módulo de elasticidade do aço e rigidez longitudinal.

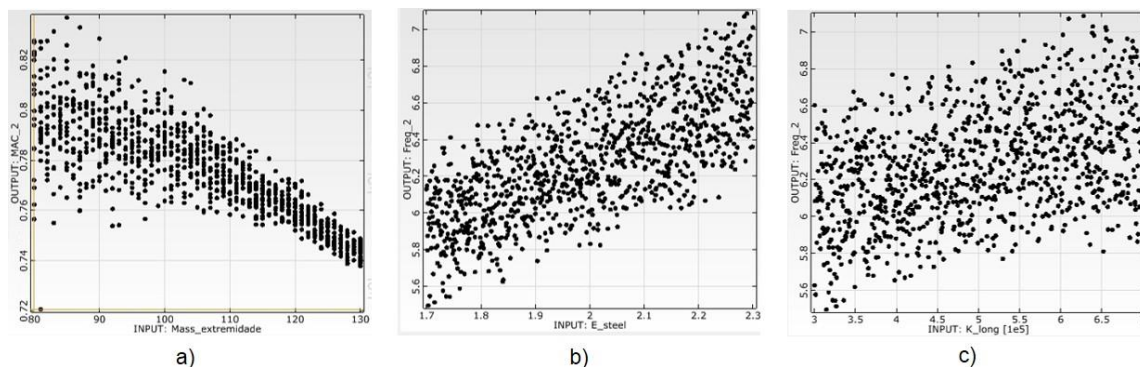


Figura 4.31 – Gráficos de Anthill associados ao segundo modo de vibração. a) Massa de extremidade vs MAC2; b) Módulo de elasticidade vs Frequência 2º modo; c) Rigidez longitudinal da suspensão vs Frequência do 2º modo.

A Figura 4.30 evidencia uma forte correlação entre a massa de extremidade e as respostas da estrutura, o que é justificado pela forte excentricidade destas massas. Pode ser verificada a relação inversa com o valor das frequências provocada pelo aumento da massa numa zona de ordenada máxima em muitas das configurações modais. O gráfico de Anthill da Figura 4.31 – a) evidencia ainda uma relação inversa deste parâmetro com o valor do MAC2. Também o módulo de elasticidade tem uma forte influência sobre os modos estruturais. Tal pode ser observado na Figura 4.31 – b) onde se verifica a relação com a frequência do 2º modo de vibração.

De salientar ainda o efeito da rigidez da mola longitudinal ( $K_x$ ) na frequência do segundo modo. O gráfico de Anthill representado na Figura 4.31 – c) demonstra esta correlação positiva, relacionada com a flexão do corpo do veículo que solicita a mola longitudinal.

#### 4.6.4. OTIMIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Tendo por base os resultados das análises de sensibilidade realizados em OptiSLang, os parâmetros relativos à variação da densidade da casca e à rigidez lateral da suspensão não foram considerados, tendo a variabilidade de distribuição de massas ficado dependente apenas do parâmetro associado à massa de extremidade. A calibração do modelo com base nos resultados experimentais foi então realizada aproximando os parâmetros MAC e frequências dos seis primeiros modos verticais avaliados experimentalmente.

A utilização de um algoritmo genético em MatLab conduziu a análises de rápida convergência da solução, tendo como critério de paragem a anulação da função objetivo ou o número limite de gerações, impostas pelo utilizador. Dado que se trata de um problema de comparação entre valores numéricos e

experimentais, a total anulação da função objetivo revela-se praticamente impossível. Para o problema em causa utilizou-se como função objetivo a relação seguinte:

$$f_{obj} = f_{freq} + f_{MAC} \quad (4.6)$$

Onde a condição associada às frequências é dada por:

$$f_{freq} = a \cdot \sum_{i=1}^6 \frac{|f_i^{exp} - f_i^{num}|}{f_i^{exp}} \quad (4.7)$$

A consideração da forma dos modos é introduzida na função objetivo a partir da relação:

$$f_{MAC} = b \cdot \sum_{i=1}^6 |MAC(\Phi_i^{exp}, \Phi_i^{num}) - 1| \quad (4.8)$$

Sendo  $f_i^{exp}$  e  $f_i^{num}$  as frequências experimental e numérica associadas ao modo  $i$ , e  $\Phi_i^{exp}$  e  $\Phi_i^{num}$  são os vetores que contêm a informação modal experimental e numérica do mesmo modo. Os parâmetros  $a$  e  $b$  permitem atribuir um maior peso a uma das funções, tendo sido considerados unitários.

O algoritmo genético baseou-se numa população inicial de 30 indivíduos e considerou 75 gerações. Com o intuito de avaliar a robustez da solução, foram estimados valores ótimos dos parâmetros em causa a partir dos resultados de quatro casos de otimização independentes (A1, A2, A3 e A4), onde foi variada a população inicial. Foram considerados satisfatórios os valores da função objetivo, da ordem de 0,79 em todas as análises. Em termos de parâmetros MAC, foram obtidos nas quatro análises os valores apresentados na Figura 4.32.

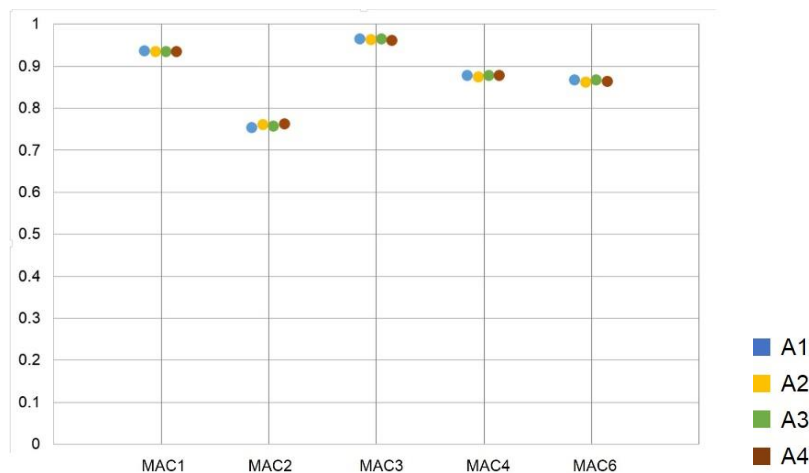


Figura 4.32 – Valores do parâmetro MAC para os casos de otimização A1 a A4.



Na Figura 4.33 apresentam-se os erros das frequências associados às mesmas análises.



Figura 4.33 – Erros de frequência associados aos casos de otimização A1 a A4.

De notar que no geral, os valores obtidos nos diferentes casos de otimização apresentam uma forte homogeneidade, demonstrando a robustez do algoritmo genético.

Em termos de parâmetro MAC, é representada na Figura 4.34 uma comparação entre os valores iniciais e após calibração do modelo, mostrando um forte melhoramento de correlação entre modos, em especial do modo 1 e modo 6. De notar que foram retirados do cálculo do MAC os pontos correspondentes aos acelerómetros de uma das extremidades (pontos 13 e 14), dado que os seus valores estavam sistematicamente a condicionar os resultados. Tal pode dever-se a uma concentração da ação dinâmica nessa zona da estrutura no momento do ensaio ou a alguma outra condicionante do veículo não identificada.

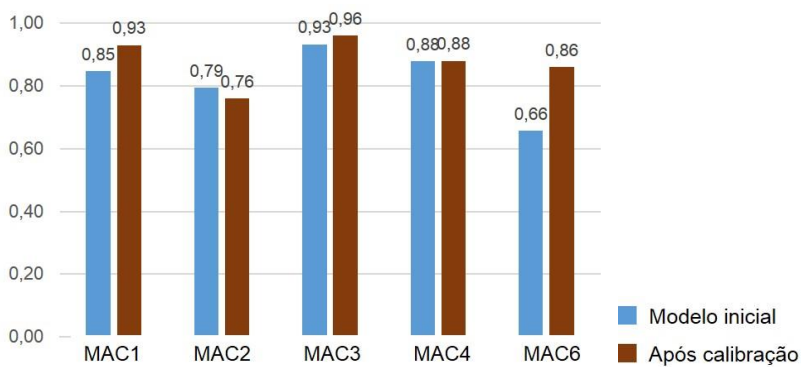


Figura 4.34 – Comparação de valores de MAC do modelo inicial e após calibração.

Na Figura 4.35 são representados os rácios dos valores de cada parâmetro do modelo em relação aos limites estipulados, para cada caso de otimização. Esta análise permite verificar que o parâmetro K02 se mostrou menos sensível que o esperado, mostrando uma forte discrepância de valores entre análises.

Uma explicação para este fenómeno é a capacidade de controlar a rigidez do sistema introduzida pelas suspensões com apenas 3 das 4 molas.

Os restantes parâmetros apresentam uma boa estabilidade, conduzindo a um conjunto de soluções bastante homogéneo.



Figura 4.35 – Rácio dos valores dos parâmetros em relação aos limites. a) Parâmetros de rigidez das suspensões; b) restantes parâmetros.

Assim, do processo de otimização, são obtidos para os diferentes parâmetros os intervalos de resultados que constam no Quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Parâmetros resultantes da otimização.

Parâmetro	Intervalo de valores	Valor usado	Unidades
K01	5040 - 5190	5040	KN/m
K02	4560 - 6030	5203	KN/m
K03	5900 - 5979	5900	KN/m
K04	5150 - 5200	5200	KN/m
Kx	667.600 – 695.800	695.800	KN/m
E	1,95 – 1,99	1,97	GPa
Massa ext.	129 - 134	129	kg

Finalmente, resumem-se no Quadro 4.12 os valores médios de frequências obtidos das análises de otimização e a sua comparação com as frequências numéricas. Apresentam-se ainda os valores médios de MAC obtidos.

Quadro 4.12 – Comparação de parâmetros experimentais e numéricos resultantes da otimização.

Modo	MAC médio	Freq. Experimental (Hz)	Freq. Numérica (HZ)	Erro Frequência
1Vv	0,93	5,70	5,05	-11,4%
2Vv	0,76	6,36	6,17	-2,9%
3Vv	0,96	7,23	7,23	0,0%
4Vv	0,88	8,59	8,92	3,8%
6Vv	0,86	12,06	12,10	0,4%

Pode-se verificar que os valores de MAC se apresentam elevados (superiores a 0,85), com exceção do 2º modo que apresenta um valor inferior a 0,80. No entanto, de uma forma geral, existe uma boa correlação entre modos. Em termos de frequências, existe um erro forte associado ao 1º modo, mas numa análise global a solução numérica conduz a um erro médio de 3,7% em frequências.

Na Figura 4.36 resumem-se as frequências e modos finais do veículo calibrado para as situações de veículo vazio em repouso (caso da calibração) e veículo carregado em movimento (caso das análises).

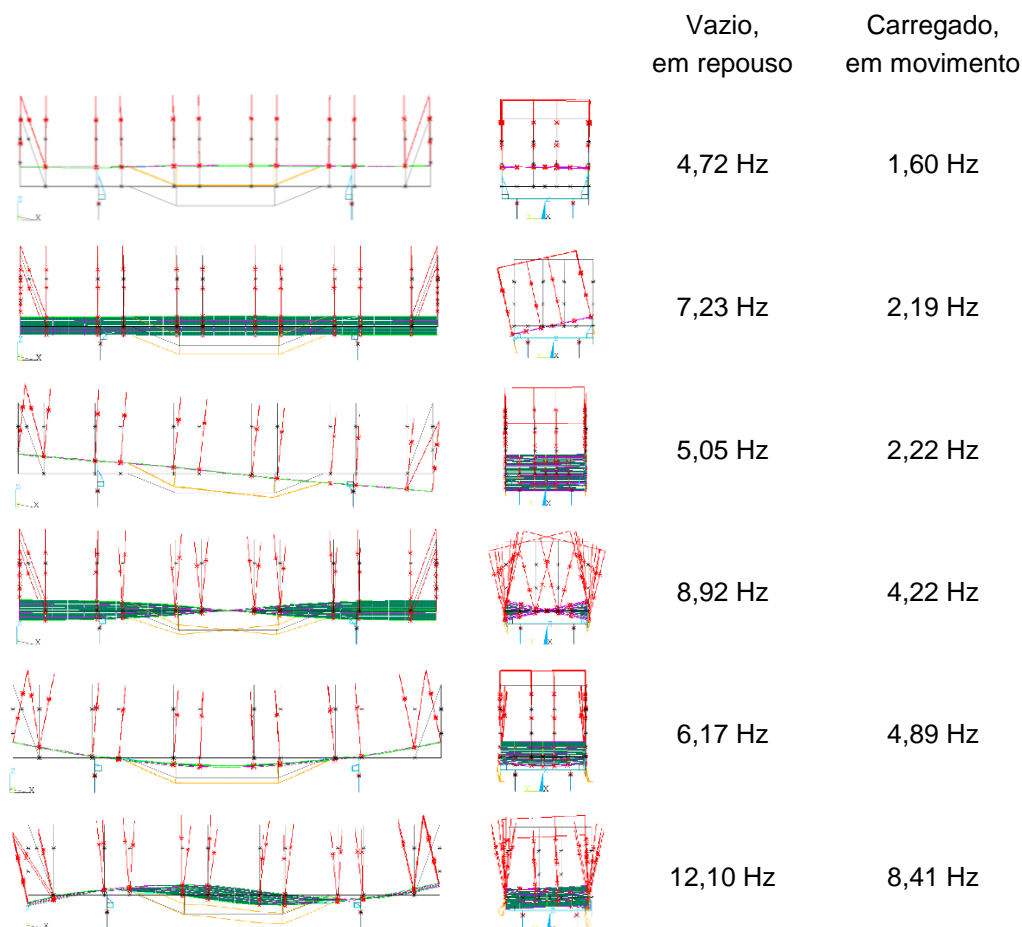


Figura 4.36 – Resumo dos modos numéricos do modelo calibrado.

# 5

## MODELAÇÃO NUMÉRICA E CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DA PONTE DE DURRÃES.

### 5.1. INTRODUÇÃO

Nesta secção é exposto o trabalho desenvolvido pelo no âmbito do projeto *StonArcRail* no contexto da caracterização experimental e numérica do comportamento da ponte ferroviária de Durrães. Uma caracterização detalhada da estrutura e do contexto onde se insere, são as bases essenciais para o seu estudo e modelação numérica. Partindo de ensaios de caracterização dos materiais e um extenso levantamento topográfico, foi possível o desenvolvimento de um modelo numérico calibrado com base nos parâmetros modais resultantes de um ensaio de vibração ambiental.

O produto final deste trabalho é um modelo numérico que permite conhecer o comportamento da ponte perante o tráfego ferroviário atual e que possibilita o estudo de possíveis alterações nos níveis de exploração da linha do Minho.

### 5.2. DESCRIÇÃO DA PONTE

O viaduto de Durrães localiza-se no concelho de Barcelos, ao PK 64,344 da linha do Minho. Encontra-se aproximadamente a 700 metros a sul do apeadeiro de Durrães e a cerca de 3,8 km da estação ferroviária de Barroselas. Esta ponte é muitas vezes referenciada pela população local com o nome de Ponte Seca, estando aliás assim identificada no local. Documentos históricos apontam para a conclusão da sua construção no início de 1878, dado que o comboio chega pela primeira vez à estação de Barroselas a 24 de Fevereiro de 1878 [57].



Figura 5.1 – Ponte de Durrães.

Estima-se que a Real Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses tenha pago nessa data cerca de 35.500\$000 reis pela construção deste viaduto, cujo processo de construção foi muito acelerado devido à importância estratégica que tinha para o norte de Portugal [57].

Em [18], Costa et al. apresenta a avaliação experimental e numérica dos parâmetros modais da ponte de Durrães, assim como uma descrição detalhada das suas características principais. Neste documento é apresentado ainda o primeiro modelo desenvolvido da ponte.

A linha é constituída por via única balastrada com travessas de betão bi-bloco em bitola ibérica e carris do tipo UIC60, tendo a camada de balastro uma altura de aproximadamente 0,50m [18]. A via está representada na Figura 5.2 – c).

A estrutura é concebida em arco de alvenaria de pedra granítica e desenvolve-se ao longo de uma extensão de cerca de 178 metros, dividida em 16 arcos idênticos de forma semicircular, de espessura constante igual a 0,7m e com cerca de 8,50 metros de vão. Os arcos estão assentes em pilares de alvenaria de pedra, de dimensão aproximadamente igual, sendo que existem dois pilares com o dobro da espessura dos restantes, tendo portanto uma rigidez superior na direção longitudinal. O tabuleiro em perfil longitudinal retilíneo tem um declive de 1,45% e 5,3 metros de largura [18]. O desnível máximo verificado é de 22 metros entre a cota de terreno e a via.

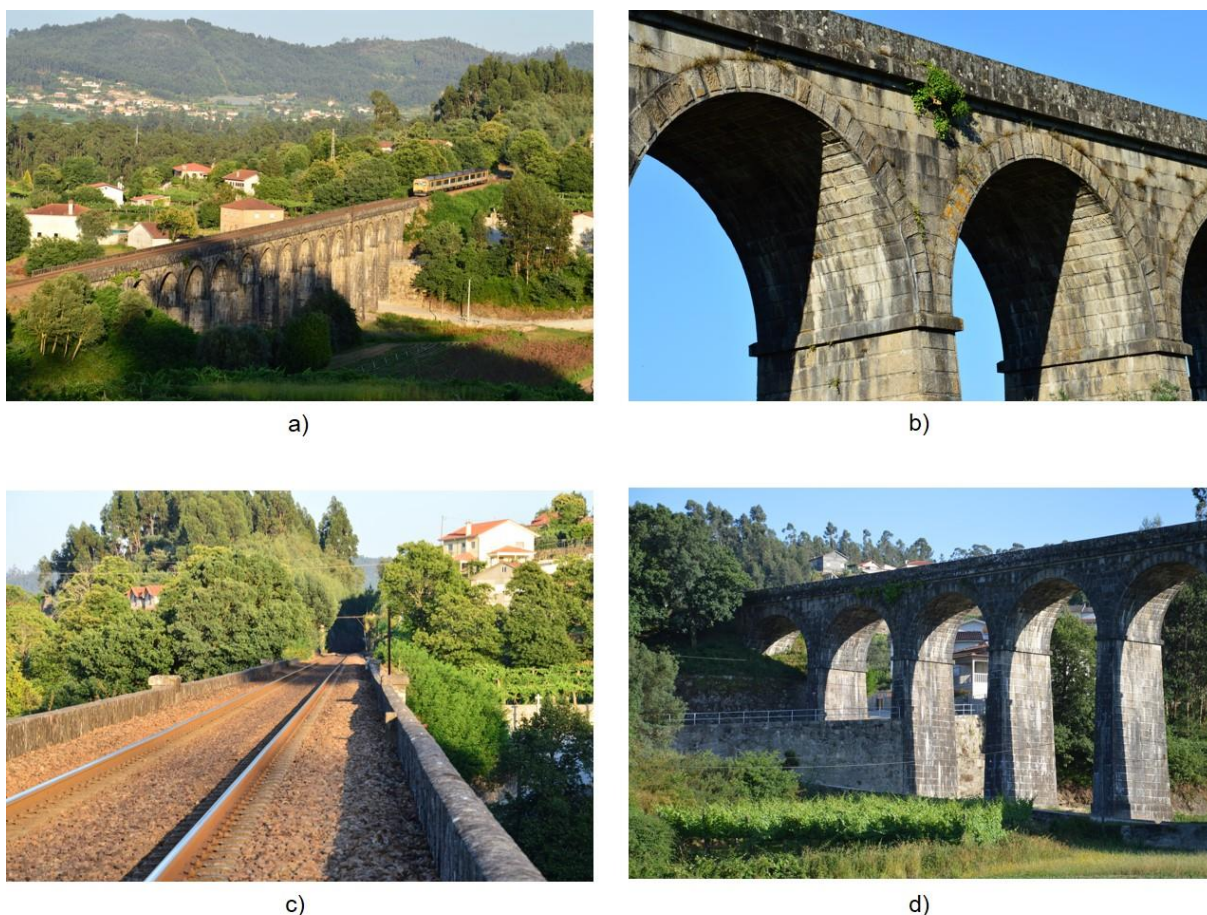


Figura 5.2 – a) Vista geral da ponte; b) Detalhe dos arcos e muros de tímpano; c) Via; d) Aterro rodoviário.

No sentido de definir de forma exata a geometria da estrutura, procedeu-se a um levantamento topográfico para definir o modelo 2D de partida para a modelação numérica. O tipo de levantamento topográfico efetuado foi o varrimento laser, em que foram produzidos cortes, alçados, plantas e ainda um modelo detalhado 3D da ponte com os pontos levantados, representados por coordenadas 3D (x,y,z) e unidos com linhas para representar todos os detalhes.

Neste levantamento topográfico foram tidos em consideração os seguintes pontos:

- Localização (pelos contornos exteriores) de todos os componentes (visíveis) da ponte: arcos, pilares, fiada de pedras entre arcos e pilares, tímpanos, encontros, pavimento, guardas laterais, maciços de fundação e balastro.
- Localização de todos os apoios da ponte sobre o terreno natural, existentes nas zonas dos encontros e pilares.
- Localização de arruamentos, taludes e construções existentes em toda a envolvente da ponte.
- Leitura das fiadas de pedra nos pilares e tímpanos e ainda a estereotomia das pedras do arco.

Deste levantamento, resultou uma representação tridimensional da ponte, de que se representa o alçado sul na Figura 5.3.

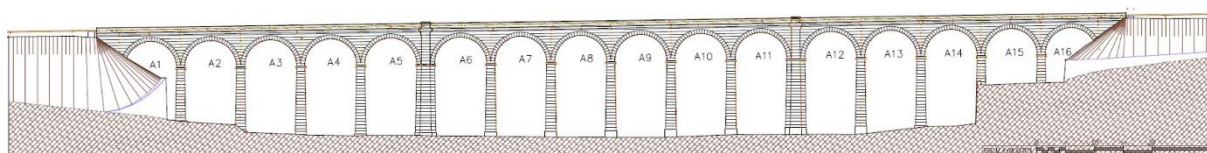


Figura 5.3 – Alçado sul da ponte de Durrães, resultante do levantamento topográfico.

### 5.3. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DA PONTE

No sentido de conhecer os parâmetros associados aos componentes de uma estrutura em alvenaria de pedra para permitir a sua correta modelação numérica, verifica-se habitualmente a necessidade de recorrer à sua avaliação experimental.

Sendo a ponte de Durrães uma estrutura concebida há mais de 130 anos, verifica-se que existe uma grande falta de informação relativamente aos materiais utilizados na sua construção, às técnicas construtivas implementadas e mesmo ao tipo de controlo de qualidade utilizado na escolha dos materiais. Por outro lado, com o passar do tempo, estando a estrutura sujeita à ação do meio ambiente, desconhece-se a forma como as características dos componentes estruturais evoluíram. De notar ainda a forte heterogeneidade que os materiais utilizados neste tipo de estruturas habitualmente apresentam, o que implica a consideração de valores dentro de um determinado intervalo para os diferentes parâmetros materiais.

Neste sentido, para possibilitar a modelação da ponte, verificou-se a necessidade de proceder à caracterização experimental dos parâmetros mecânicos e físicos associados aos materiais que a constituem. Foram numa primeira fase realizados ensaios *in situ* com o Pressiómetro de Ménard e com macacos-planos, e ainda ensaios laboratoriais utilizando amostras representativas recolhidas dos elementos estruturais. Numa segunda fase de estudo da ponte, foram ainda realizados ensaios DPSH com o intuito de identificar a cota do firme e afinar a modelação das fundações.

### 5.3.1. ENSAIOS *IN SITU*

No sentido de fazer uma avaliação da espessura de pedra que constitui a estrutura e uma identificação visual dos materiais, procedeu-se à extração de carotes com recurso a uma máquina de corte rotativa com coroa diamantada. Foram seleccionados locais que não afetam a estética e a resistência da construção e que permitem uma boa caracterização de diferentes elementos estruturais da ponte. As carotes de pedra e de pedra com junta foram extraídas em cinco pontos, representados na Figura 5.4.

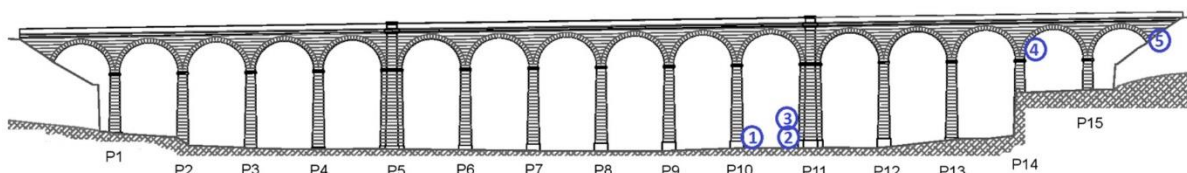


Figura 5.4 – Localização dos pontos de extração de carotes de pedra.

Ao todo foram retirados quatro carotes de pedra, nos pilares 10 e 11 e ainda no muro de tímpano sobre o pilar 14, representados com os pontos 1 a 4 na Figura 5.4. Foram ainda retiradas cinco carotes com pedra e junta, representadas nos pontos 1 a 5 da mesma imagem. Os pontos escolhidos foram semelhantes aos anteriores, tendo-se ainda retirado na amostra relativa à zona do encontro Nascente. Posteriormente, estas carotes podem ser utilizadas nos ensaios laboratoriais se não se apresentarem fraturadas.

No sentido de avaliar o estado de tensão *in situ* e as características de deformabilidade da alvenaria, foi utilizada a técnica dos macacos planos, tendo-se realizado um ensaio simples para a avaliação do estado de tensão e um ensaio duplo para aferir as características de deformabilidade. Os ensaios foram realizados nos pilares P11 e P14. A Figura 5.5 – a) representa o ensaio simples e a Figura 5.5 – b) representa um ensaio duplo, onde se podem ver quatro LVDT's na direção vertical e um horizontal para medição de deslocamentos.

Dos ensaios com macacos planos estimaram-se valores de tensão na face do pilar P11, tendo-se obtido um valor médio da ordem de 1192KPa.

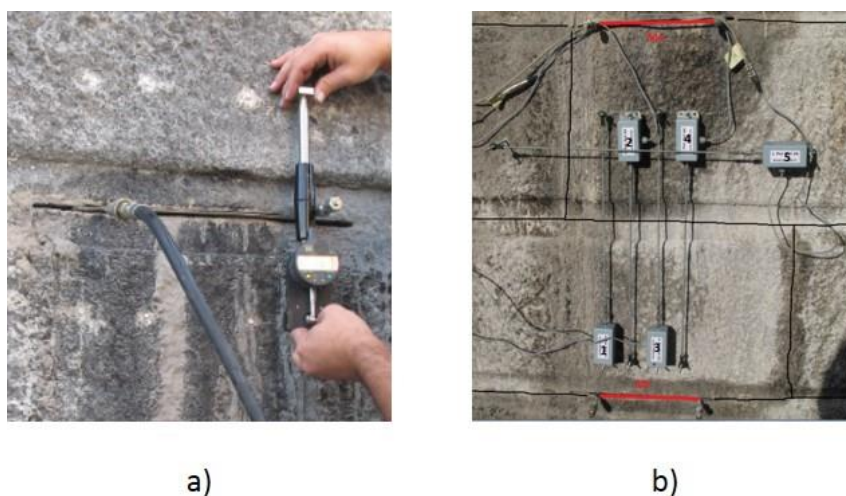


Figura 5.5 – Ensaios de macacos planos. a) Ensaios simples; b) Ensaios duplos.

Realizaram-se ainda ensaios com o pressiómetro de Menard, em três pontos utilizados anteriormente para a extração de carotes - o pilar P11, o muro de tímpano sobre o pilar P14 e ainda a zona do encontro. A primeira furação para extração de carotes é realizada com um diâmetro de 100mm, sendo a restante com um diâmetro de 60mm até à zona do enchimento. O comprimento total dos furos é da ordem dos 1,50 a 1,80 metros. Este ensaio foi realizado de acordo com a Norma Francesa NF P 94 110.

Os ensaios pressiométricos demonstraram-se bastante úteis na identificação do módulo pressiométrico  $E_{pmt}$  do enchimento dos pilares e do enchimento na zona sobre os arcos. Foram obtidos valores médios da ordem dos 500MPa para os primeiros e de 250MPa para os segundos. Estes valores mostram-se muito elevados, sendo que o comportamento do enchimento se afasta de um solo, aproximando-se do comportamento de uma rocha. O módulo de elasticidade  $E$  associado a estes materiais é estimado por uma relação direta com o valor do módulo pressiométrico, tendo neste caso sido considerado um fator  $\alpha = 2$ , tal que:

$$E = \alpha \cdot E_{pmt} \quad (5.1)$$

Tendo conduzido a valores do módulo de elasticidade da ordem dos 0,5 a 1 GPa para o enchimento.

Numa fase posterior, foram então realizados ensaios de Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH), de modo a identificar a cota do firme num total de 4 localizações ao longo do desenvolvimento da ponte. Deste ensaio foi obtida a informação que consta no Quadro 4.1 que permitiu proceder à correção do primeiro modelo numérico em termos de cota da fundação, a partir de uma variação linear entre pontos medidos.

Quadro 5.1 – Resultados ensaio DPSH

Localização	Profundidade (m)
Entre P1 e P2	10,19
Entre P7 e P8	10,58
Entre P12 e P13	4,24
Entre P5 e P6	10,93

### 5.3.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

No sentido de fazer a caracterização mecânica de pedra e junta, extraídas da ponte de Durrães, procedeu-se à realização de ensaios laboratoriais nos laboratórios da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Estes ensaios foram realizados nas carotes retiradas nos pontos representados na Figura 5.4 e que mostrassem boas características para ensaio, ou seja, sem sinais de fraturas. Estes ensaios permitiram a determinação de características mecânicas como a resistência à compressão, resistência à tração, resistência ao corte e ainda uma estimativa do módulo de elasticidade.

Através do ensaio de compressão uniaxial, com aplicação de carga crescente até à rotura do provete, é possível determinar a resistência à compressão. Recorrendo à medição dos valores de tensões e



extensões após um certo número de ciclos, é possível obter uma estimativa do valor do módulo de elasticidade secante. Representa-se na Figura 5.6 um provete de pedra granítica retirado da estrutura da ponte.



Figura 5.6 – Provede de pedra retirado da estrutura para ensaio de compressão.

Quanto à resistência à tração da pedra, esta foi determinada através de um ensaio de compressão diametral. Destes ensaios laboratoriais resultaram os valores que constam no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Parâmetros do granito avaliados nos ensaios laboratoriais.

Parâmetro	Valores médios
Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )	25,9 – 26,5
Tensão de rotura por compressão (MPa)	34,8 – 59,4
Tensão de rotura por tração (MPa)	3,7 – 5,4
Módulo de Elasticidade (GPa)	20,0 – 23,5

Os provetes em bom estado foram então pesados e através da medição das suas dimensões foram determinados os pesos volúmicos da alvenaria e do enchimento que, no caso da alvenaria, dizem respeito a provetes retirados de zonas com pedra e junta. No Quadro 5.3 resumem-se os pesos volúmicos das amostras de alvenaria e enchimento avaliados experimentalmente.

Quadro 5.3 – Pesos volúmicos da alvenaria e enchimento.

	Intervalo (KN/m <sup>3</sup> )	Valor médio (KN/m <sup>3</sup> )	Valor atribuído (KN/m <sup>3</sup> )
Alvenaria	23,51 – 24,77	24,18	24,50
Enchimento	21,57 – 23,92	22,60	22,60

Dada a relação entre a percentagem de junta argamassada existente nas amostras e a percentagem de argamassa em relação à pedra observada globalmente na estrutura, estimou-se um peso volúmico para a alvenaria de 24,50 KN/m<sup>3</sup>.

### 5.3.3. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Com o objetivo de fazer a identificação dos parâmetros modais da ponte de Durrães, foi realizado um ensaio de vibração ambiental onde se identificaram as frequências naturais de vibração, coeficientes de

amortecimento e configurações modais. Os resultados deste ensaio de vibração ambiental têm o objetivo de contribuir posteriormente para a calibração do modelo numérico desenvolvido.

Neste ensaio foram instrumentados 43 pontos nas direções x, y e z, tendo sido realizadas medições em 29 pontos sobre o tabuleiro e 14 pontos na face dos pilares. Foram utilizados 20 acelerómetros piezoelétricos da marca PCB em 4 setups diferentes. Apresenta-se na Figura 5.7 a distribuição dos pontos de amostragem pela estrutura.

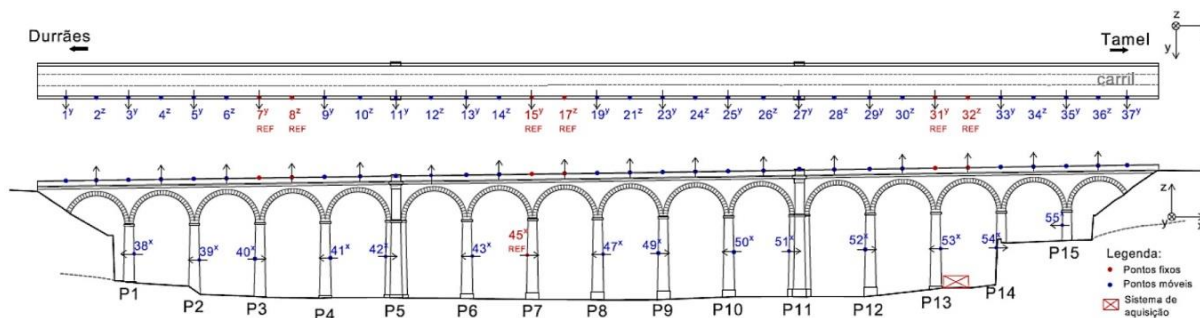


Figura 5.7 – Pontos instrumentados no ensaio de vibração ambiental.

Foi adquirida informação em séries temporais de 10 minutos, com uma frequência de amostragem de 2000 Hz. De notar que sob ações ambientais, como seria de prever, os níveis de aceleração registados na direção transversal do tabuleiro foram superiores aos da direção vertical.

Já com os dados recolhidos, os registos de acelerações obtidos foram alvo de um processamento que consistiu na sua decimação da frequência de 2000Hz para 256Hz. A identificação dos parâmetros modais foi então realizada através da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência, implementado no programa ARTeMIS e que se baseia na decomposição em valores singulares da matriz dos espectros de resposta da estrutura. A identificação das abcissas dos valores singulares permite avaliar as frequências naturais da estrutura. Já as correspondentes configurações modais são determinadas a partir da informação dos vetores singulares associados.

Na Figura 5.8 está representado o espectro dos valores singulares retirado do programa ARTeMIS.

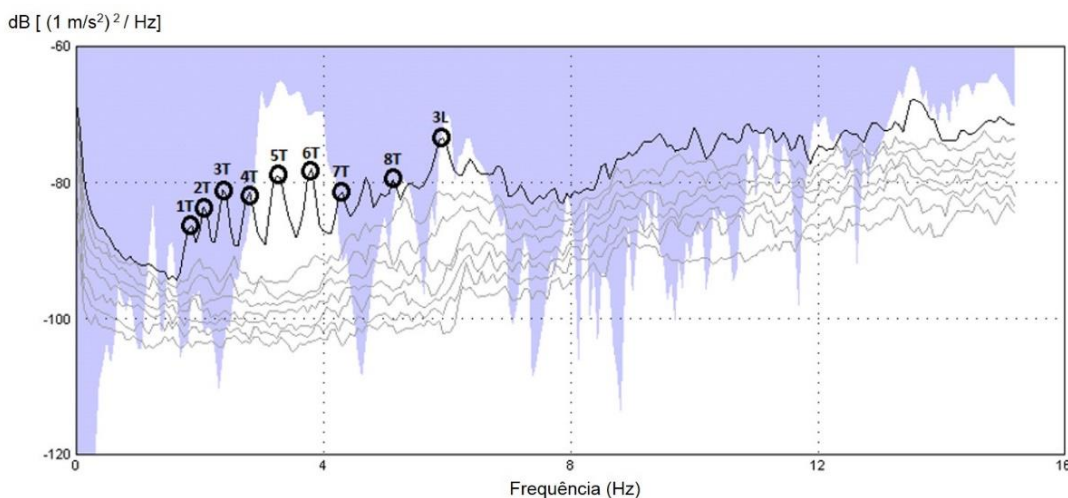


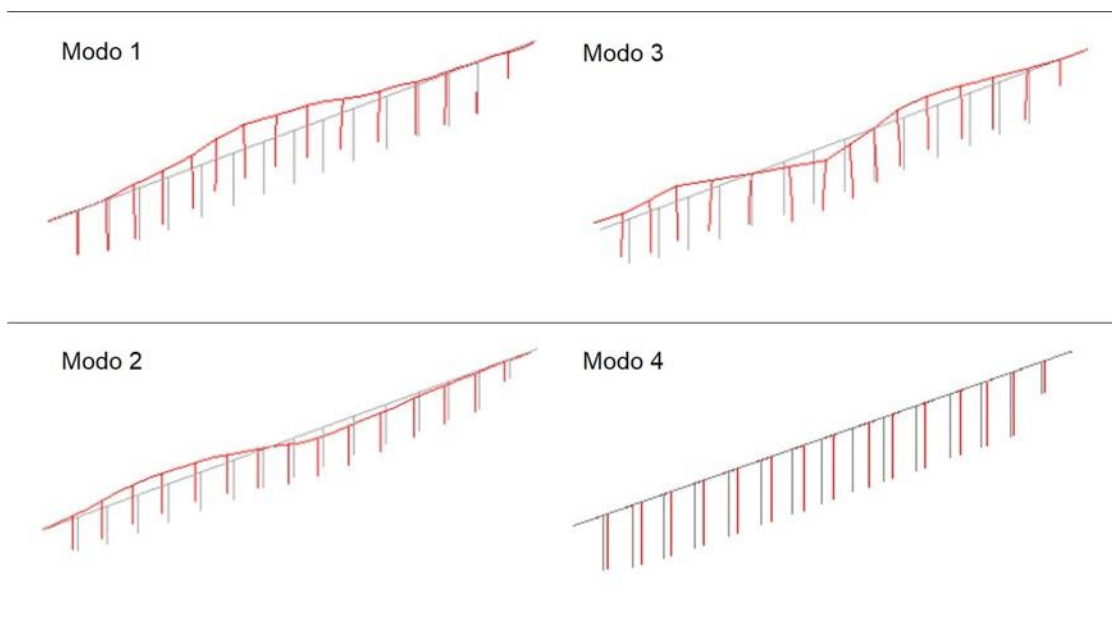
Figura 5.8 – Espectro dos valores singulares retirado do ARTeMIS.

Foi então realizada uma análise das configurações modais associadas aos picos identificados, no sentido de avaliar se estes correspondem a modos naturais de vibração da ponte. Assim, estão resumidos no Quadro 5.4 os 11 modos identificados experimentalmente e a frequência e coeficiente de amortecimento identificados com recurso ao ARTeMIS.

Quadro 5.4 – Frequências dos modos de vibração identificados experimentalmente.

Modo	Tipo	Frequência (Hz)	Coef. amortecimento
1	Transversal	1,85	2,83%
2	Transversal	2,08	2,43%
3	Transversal	2,41	2,40%
4	Longitudinal	2,50	2,43%
5	Transversal	2,79	3,37%
6	Transversal	3,31	2,23%
7	Transversal	3,83	1,67%
8	Longitudinal	4,11	1,94%
9	Transversal	4,33	1,72%
10	Transversal	5,17	1,00%
11	Longitudinal + Vertical (local)	5,92	2,93%

As configurações modais associadas a estes modos de vibração estão representadas na Figura 5.9



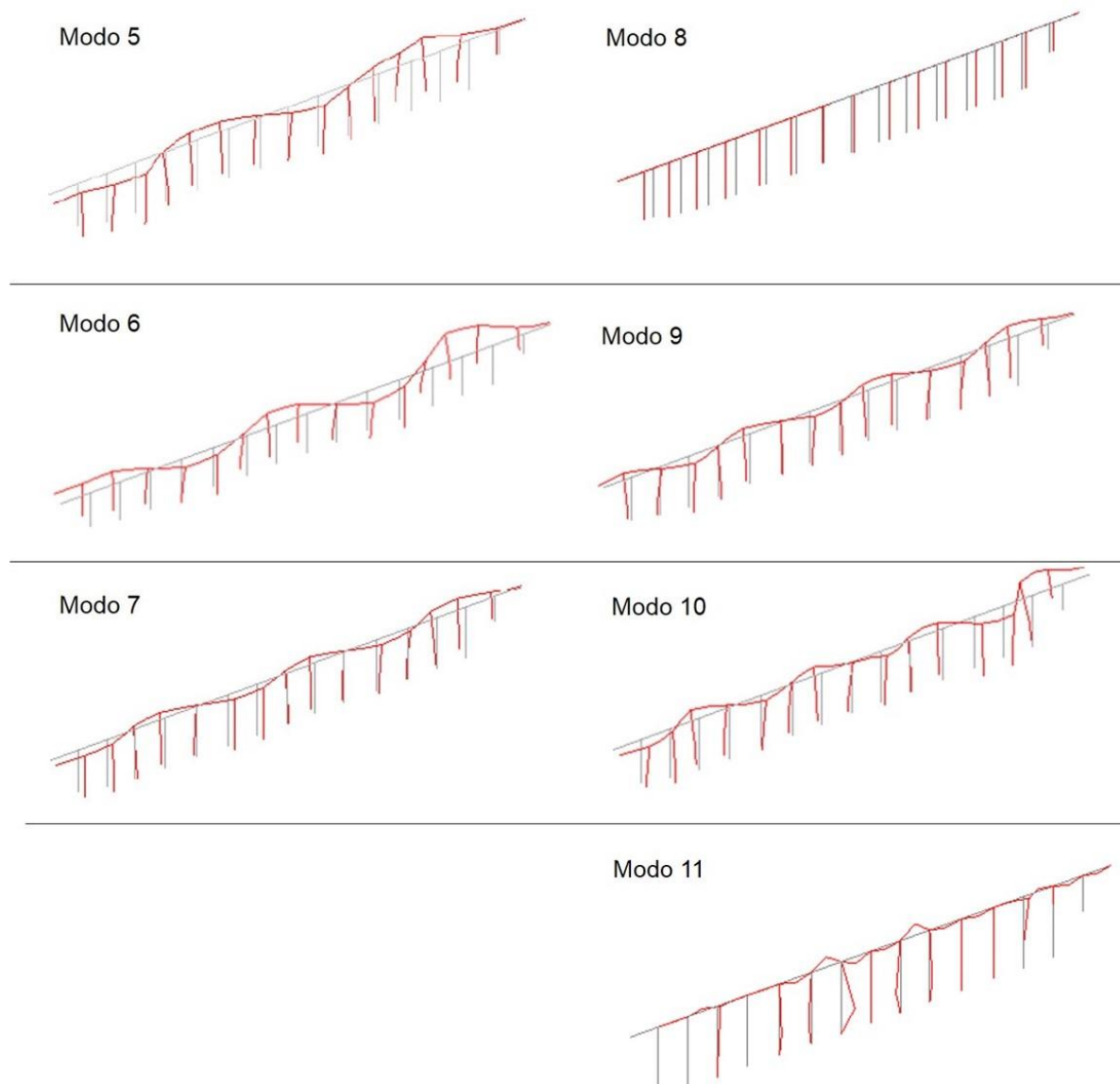


Figura 5.9 – Representação dos modos de vibração avaliados experimentalmente.

#### 5.4. MODELO NUMÉRICO DA PONTE DE DURRÃES

A ponte de Durrães tem sido alvo de estudos no âmbito do projeto *StonArcRail*, existindo já um conjunto bastante alargado de informação acerca desta estrutura. Os parâmetros mecânicos utilizados no estudo numérico foram obtidos essencialmente através dos ensaios experimentais já apresentados.

De notar que o modelo já sofreu várias alterações desde a sua configuração inicial, dado que houve novos dados experimentais que puderam ser utilizados para diminuir a incerteza associada a alguns parâmetros, e houve dados de projeto que permitiram melhorar a informação contida no modelo, nomeadamente no que diz respeito ao interior da estrutura.

Quanto à validação do modelo foi conseguida comparando os parâmetros obtidos por via numérica com os resultados da campanha de ensaios dinâmicos que permitiu caracterizar as propriedades dinâmicas da estrutura (frequências próprias e modos de vibração). Neste contexto, o modelo da ponte foi evoluindo, passando por um processo de ajustes e calibrações ao longo do tempo.

#### 5.4.1. LÓGICA DE MODELAÇÃO

A modelação da estrutura da ponte de Durrães foi realizada com recurso a elementos finitos volumétricos e seguiu uma lógica de modelação semelhante à apresentada por Costa [58]. Este processo de criação do modelo envolve quatro *softwares* comerciais, AutoCAD, GiD, CAST3M e ANSYS.

A geometria base da ponte foi formulada a partir dos dados adquiridos pelo levantamento topográfico, tendo sido criada em 2D a geometria principal a partir de um alçado da ponte. A representação geométrica a duas dimensões no AutoCAD sofreu um processo de tratamento, onde foi procurado corrigir quaisquer deficiências no traçado de linhas e pontos para evitar erros nos passos seguintes.

Os diversos elementos que constituem a estrutura da ponte são aqui divididos em *layers* diferentes para possibilitar a sua extração em separado, no formato DXF. Foram definidos diferentes *layers* distinguindo fundações, pilares, arcos, zona de tímpanos e enchimento, pavimento, balastro e guardas laterais. No sentido de permitir um maior controlo sobre os parâmetros associados a diferentes zonas da ponte, foi atribuído um *layer* diferente a cada um dos elementos porvão. Na Figura 5.10 representa-se parte do modelo inicial em AutoCAD, onde se podem identificar os diferentes elementos.

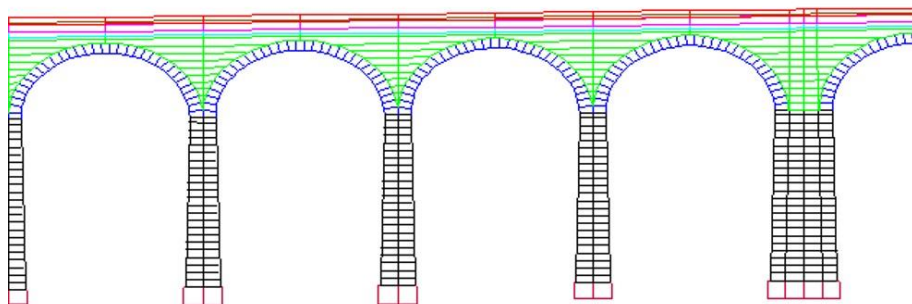


Figura 5.10 – Parte do modelo inicial da ponte de Durrães em AutoCAD.

Verifica-se que a informação contida no formato DXF não é facilmente transferível para CAST3M [58], tendo-se então recorrido ao programa auxiliar GiD. O *software* GiD interpreta a informação de geometria que está guardada no ficheiro DXF, permitindo exportar um ficheiro facilmente interpretável pelo CAST3M. Ainda no GiD, são criadas as superfícies (NURBS *Surfaces*) com base nos elementos (linhas e pontos) importados do AutoCAD.

Os ficheiros resultantes do GiD são então importados para CAST3M, contendo agora a geometria definida por pontos, linhas e superfícies. Neste programa é então gerada a malha de elementos finitos, de acordo com a densidade definida. O modelo é inicialmente bidimensional, correspondendo ao alçado da ponte, e o modelo tridimensional é obtido através da atribuição de espessuras aos elementos finitos que compõem a malha 2D.

Desta forma, o modelo passa a ser constituído por elementos finitos volumétricos, correspondendo a elementos de forma hexaédrica de 8 nós e, em alguns casos, elementos de forma prismática de 6 nós, que só surgem em zonas de fecho da malha. As características dos elementos finitos utilizados em CAST3M estão resumidas no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Elementos utilizados em CAST3M

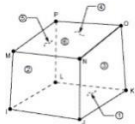
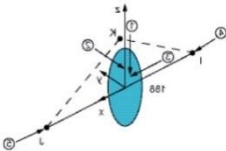
Elemento	Descrição
CUB8	Elemento de sólido com forma hexaédrica de 8 nós e com três graus de liberdade por nó (translações).
PRI6	Elemento de sólido com forma prismática de 6 nós e com três graus de liberdade por nó (translações).

Uma vez gerado o modelo numérico em CAST3M, a geometria de cada constituinte da ponte fica registada num ficheiro TXT, contendo a informação dos elementos, do número de nós e das coordenadas de cada nó. Cada um desses ficheiros é convertido em linguagem APDL, interpretada pelo ANSYS, originando para cada parte do viaduto um ficheiro com os comandos que geram os nós e outro com os comandos que geram os elementos.

Dado o procedimento utilizado pelo ANSYS para importar esta informação, os diferentes elementos da ponte ficam separados por grupos, sendo assim possível o tratamento individual de cada um destes grupos na atribuição dos parâmetros materiais e outras constantes.

No ANSYS, os elementos finitos utilizados para a formulação do problema com elementos volumétricos são os constantes no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Elementos finitos utilizados no ANSYS

Elemento	Descrição
SOLID185	 <p>Elemento de sólido homogéneo 3D com três graus de liberdade por nó (translações).</p>
BEAM188	 <p>Elemento de barra com dois nós. Utilizadas funções de forma cúbicas.</p>

O elemento SOLID185 permite a utilização de elementos finitos de forma hexaédrica, e de forma tetraédrica e prismática para as regiões irregulares.

#### 5.4.2. MODELAÇÃO DOS DIFERENTES ELEMENTOS DA PONTE

A consideração dos diversos elementos da ponte separadamente permite um maior controlo na variação das propriedades mecânicas dos materiais. Ao longo do processo de estudo da ponte de Durrães, o primeiro modelo desenvolvido e apresentado em [18] sofreu algumas atualizações, tendo sido melhoradas algumas simplificações realizadas inicialmente.

De notar que nesta primeira abordagem os materiais constituintes dos componentes estruturais (alvenaria e enchimento) são considerados como um material compósito homogéneo com características baseadas na combinação do comportamento dos blocos de pedra, argamassa, material de enchimento e interfaces entre eles. É então de destacar então na versão atual do modelo a separação da zona de tímpano e enchimento, dado que tal não se verificava no modelo inicial. Com base na análise dos desenhos representados na Figura 5.11, foi ainda possível estabelecer a forma da zona do enchimento nos encontros e uma inclinação aproximada para os muros. Estes desenhos do projeto da ponte permitiram ainda a separação do enchimento em duas zonas cujo módulo de elasticidade será diferenciado.

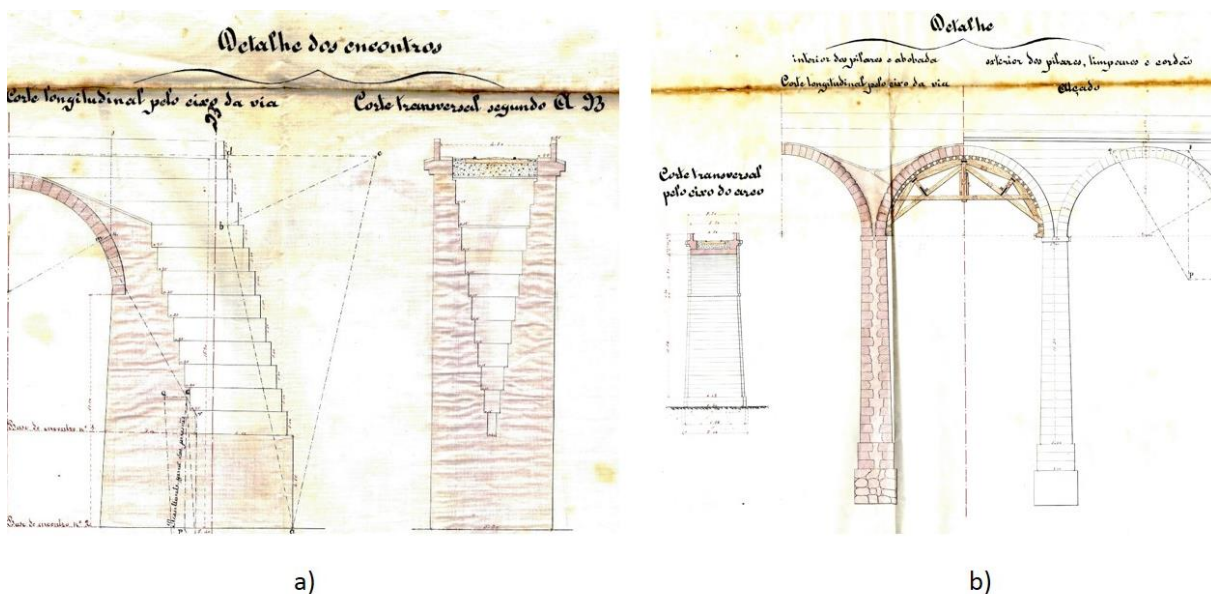


Figura 5.11 – a) Desenho do projeto da ponte de Durrães com o detalhe da forma do enchimento; b) desenho que representa o interior dos pilares, espessura do arco e separação entre zonas de enchimento.

Quanto às cotas de fundação, os resultados do ensaio DPSH permitiram introduzir no modelo uma abordagem mais realista no que diz respeito à profundidade do solo de fundação.

Uma representação do modelo em ANSYS pode ser observado na Figura 5.12, onde se podem identificar os diferentes elementos que constituem a ponte.

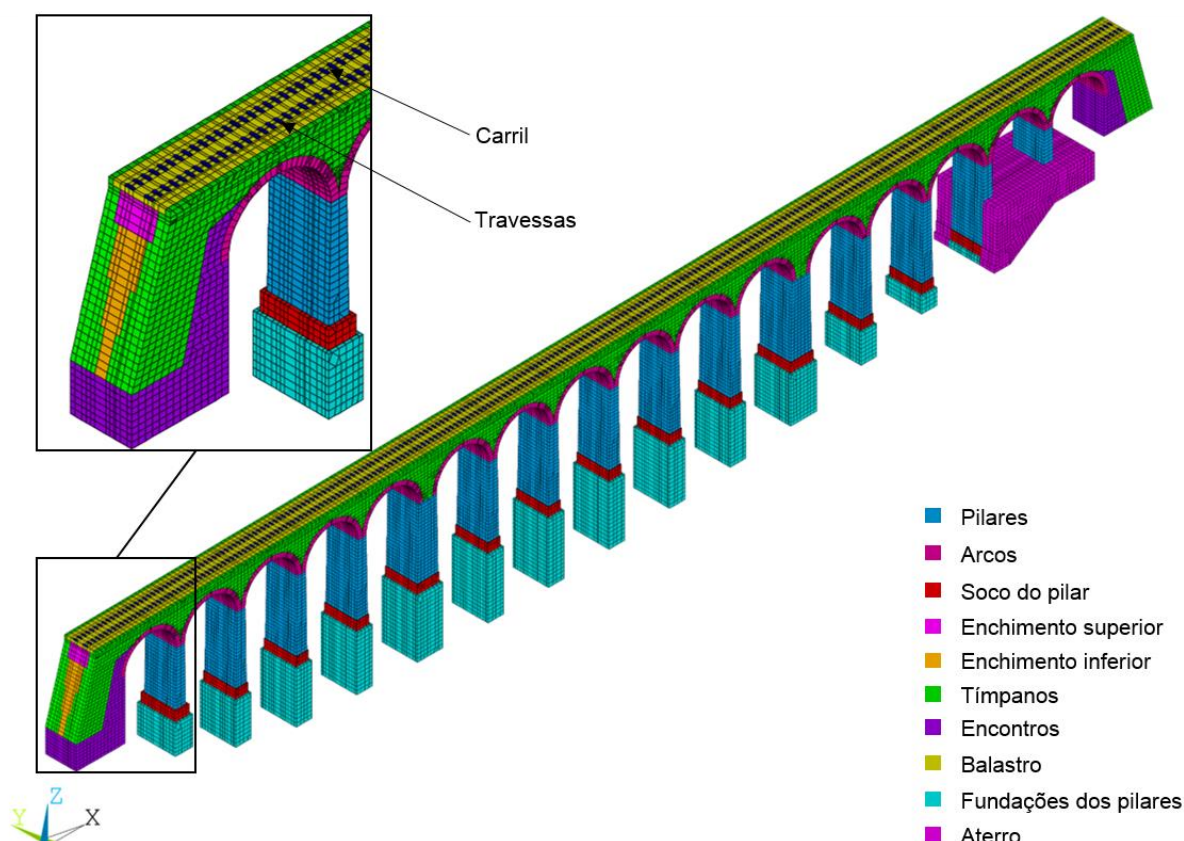
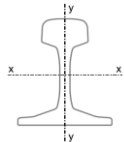


Figura 5.12 – Modelo numérico completo da ponte de Durrães em ANSYS.

Após conhecimento das cotas de fundação, a atualização do modelo conduziu a fundações como as representadas na Figura 5.12. De notar ainda que o estudo dos do projeto da ponte permitiu conhecer a cota de fundação do pilar P15, localizado na zona do aterro rodoviário, obrigando a que este fosse encurtado em relação ao modelo inicial. A análise da Figura 5.12 permite ainda verificar esse encurtamento que se estendeu ao aterro rodoviário.

A modelação da via férrea da ponte teve por base as propriedades do carril UIC60, que se apresentam no Quadro 5.7, baseadas em [59]. A via férrea é posteriormente adicionada ao modelo gerado, sendo criados em AutoCAD as travessas em bi-bloco de betão e o carril. Estes são gerados então no modelo nas suas posições espaciais. As travessas de betão foram consideradas com as dimensões de 0,20m por 0,70m em planta e 0,10m de espessura. Os carris têm um afastamento de 1,668m, que corresponde à bitola ibérica.

Quadro 5.7 – Propriedades do carril UIC60 [59].

Secção	Propriedades
	$A = 76,70 \text{ cm}^2$
	$I_y = 3038,3 \text{ cm}^4$
	$I_x = 512,3 \text{ cm}^4$



A consideração dos parâmetros materiais na modelação da ponte teve por base os resultados experimentais apresentados. No Quadro 5.8 resumem-se os valores de módulo de elasticidade e pesos volúmicos considerados para os diferentes elementos.

Quadro 5.8 – Parâmetros atribuídos aos diferentes elementos

Elemento	Módulo de Elasticidade E (GPa)	Peso volúmico (KN/m <sup>3</sup> )
Fundações (alvenaria)	15,00	24,50
Arcos (alvenaria)	10,00	24,50
Tímpanos (alvenaria)	10,00	24,50
Encontros (alvenaria)	10,00	24,50
Pilares e socos (alvenaria)	10,00	24,50
Enchimento inferior	1,00	22,60
Enchimento superior	0,60	22,60
Aterro	0,75	19,30
Balastro	0,145	20,00
Guarda-balastro	10,00	-
Travessas	20,00	2890,00
Carril	210	7850,00

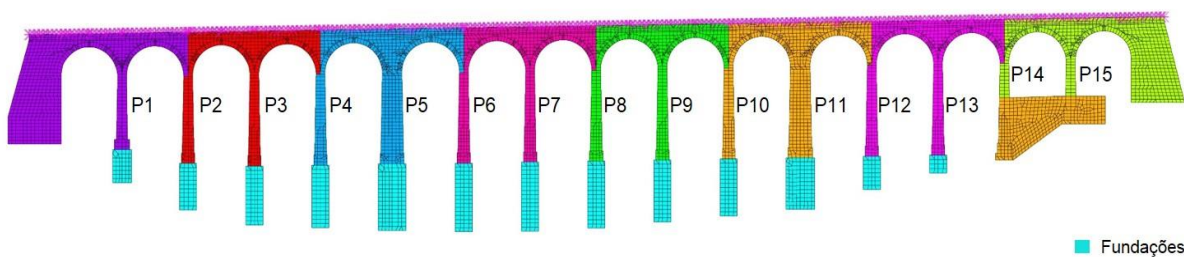


Figura 5.13 – Divisão do modelo por zonas de parâmetros de otimização.

A partir do modelo numérico desenvolvido, é então possível identificar os modos de vibração representados na Figura 5.14, que serão utilizados no processo de calibração.

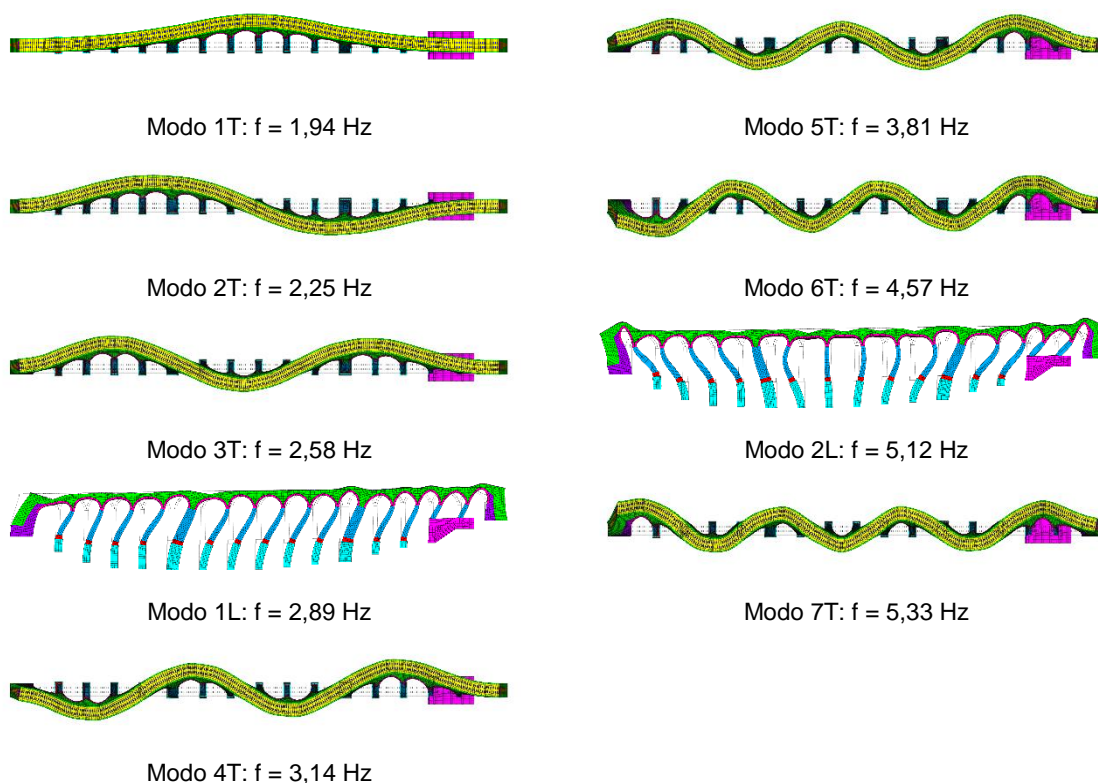


Figura 5.14 – Configurações modais e frequências numéricas do modelo não calibrado.

Os dados recolhidos no ensaio de vibração ambiental serão tidos como base para a calibração do modelo numérico desenvolvido, tendo sido considerados os primeiros nove modos experimentais, que revelaram uma boa concordância com os modos numéricos representados na Figura 5.14. O processo de otimização dos parâmetros da ponte é no entanto bastante complexo, envolvendo muitas incógnitas e informação limitada.

Foi adotada uma estratégia de otimização partindo exclusivamente dos parâmetros avaliados experimentalmente. Como o nível de degradação da ponte é diferente ao longo da sua extensão e as avaliações experimentais só dão indicações localizadas dos parâmetros avaliados, definiram-se oito fatores corretivos  $k_n$  aplicados às propriedades dos elementos. Cada fator corretivo é aplicado a cada dois vãos, representados a diferentes cores na Figura 5.13. O seu valor estará contido no intervalo 0,4 a 1,4. Quanto à zona de enchimento, dado que se prevê que este material seja mais homogêneo e com propriedades mais uniformes ao longo da extensão da ponte, considerou-se um valor comum a toda a ponte.

Este processo teve por base o ensaio de vibração ambiental apresentado no presente capítulo, tendo sido considerados os primeiros nove modos de vibração da ponte. A otimização dos parâmetros utilizados no modelo numérico prevê aproximar os valores das frequências dos nove modos de vibração considerados e as formas dos modos, avaliadas através do parâmetro MAC.

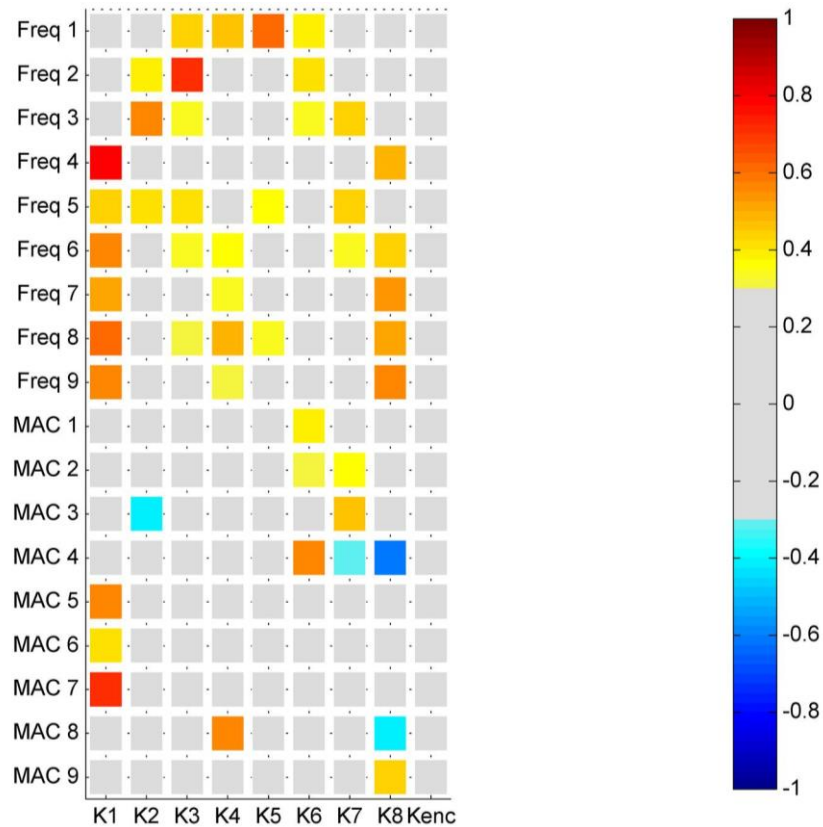


Figura 5.15 - Matriz de coeficientes de correlação de Spearman, entre parâmetros K e respostas

Na Figura 5.15 representa-se a matriz dos coeficientes de correlação de Spearman, resultante da análise de sensibilidade dos parâmetros  $k_n$  a considerar no processo de otimização. Foram retirados da matriz os coeficientes inferiores a 0,3 e valores de MAC inferiores a 0,5. Facilmente se verifica que as respostas estruturais não são sensíveis ao parâmetro associado ao enchimento, pelo que este não será considerado no processo de otimização.

O processo de otimização considerou então 18 respostas da estrutura e 8 parâmetros  $k_n$ , tendo a função objetivo procurado minimizar diferenças entre MAC e frequências experimentais e numéricas, com um pouco maior peso para as frequências, tendo-se atribuído pesos de 0,9 e 1,1, respetivamente. Este processo teve por base um algoritmo genético, tendo sido corridas quatro análises no sentido de avaliar a robustez do método, com variação da população inicial, tendo-se obtido resultados muito próximos entre análises. No Quadro 5.9 apresentam-se os parâmetros resultantes do melhor indivíduo. De notar que cada fator k corresponde a uma das zonas representadas na Figura 5.13.

Resumem-se ainda no Quadro 5.10 os valores obtidos de frequências e MAC para o modelo calibrado, onde se inclui o erro de frequências do modelo numérico em relação aos valores experimentais identificados para os primeiros nove modos no ensaio experimental.

Quadro 5.9 – Fatores corretivos resultantes da otimização.

Cor	Fator	Valor
	$k_1$	0,67
	$k_2$	0,79
	$k_3$	0,60
	$k_4$	0,90
	$k_5$	0,53
	$k_6$	0,81
	$k_7$	1,08
	$k_8$	0,69

Quadro 5.10 – Resumo dos valores finais de valores de MAC e frequências para o modelo calibrado.

Modo	MAC	Frequência (Hz)	Erro freq.
1T	0,96	1,72	-6,8%
2T	0,92	2,00	-3,8%
3T	0,94	2,34	-2,8%
1L	0,96	2,54	-1,6%
4T	0,89	2,79	0,0%
5T	0,93	3,37	1,7%
6T	0,90	3,96	3,6%
2L	0,94	4,41	7,3%
7T	0,88	4,61	6,6%



# 6

## ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE DURRÃES

### 6.1. INTRODUÇÃO

Uma vez concluída a modelação e calibração do veículo de mercadorias, é então possível realizar análises dinâmicas da ponte de Durrães recorrendo a um comboio real. O comboio de mercadorias cujo modelo foi desenvolvido no contexto desta dissertação não circula atualmente na linha do Minho, mas verifica-se a passagem regular de veículos semelhantes, pelo que a simulação aqui realizada conduz a uma boa aproximação da situação real. Por outro lado, esta simulação permite analisar os limites de velocidade de circulação na ponte, já que a análise dinâmica contará com o comboio a circular a diferentes velocidades.

Neste capítulo é explicada a metodologia utilizada e as grandezas a avaliar. São também introduzidos todos os parâmetros que estiveram na base das análises dinâmicas, assim como os resultados atingidos. São aqui abordadas análises com interação e pela metodologia de cargas móveis. Num contexto de validação de resultados serão ainda realizadas análises com recurso a um outro comboio, este de passageiros, e que circula habitualmente sobre a ponte de Durrães.

### 6.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA UTILIZADA

A resolução da metodologia iterativa de análise dinâmica teve por base a aplicação computacional TBI (*Train Bridge Interaction*) desenvolvida por Ribeiro [40]. Esta aplicação foi desenvolvida em MatLAB e permite atender à interação dinâmica entre o veículo e a ponte através de uma metodologia iterativa, permitindo a consideração das irregularidades registadas para a via. Nesse sentido, o TBI parte dos modelos numéricos independentes desenvolvidos para cada um dos subsistemas. Por outro lado, é também possível realizar uma análise dinâmica com base numa metodologia de cargas móveis, onde o modelo numérico do veículo é substituído pelo seu esquema de cargas característico em movimento.

A metodologia utilizada pelo TBI recorre aos programas ANSYS e MatLAB, sendo que é em ANSYS que são desenvolvidos os modelos numéricos dos subsistemas a incorporar na análise. Em termos de metodologias de resolução das equações de equilíbrio dinâmico, o cálculo da ponte é realizado com recurso ao método da sobreposição modal ao invés de um método direto. Tal permite um forte aumento da eficiência computacional. Já o subsistema comboio obriga à utilização de um método direto, dado que a presença de amortecedores localizados não permite o desacoplamento das equações de equilíbrio dinâmico. É utilizado para este subsistema o método de Newmark. Ainda no sentido de melhoria de eficiência computacional, o comboio pode ser dividido em subsistemas autónomos, que correspondem

aos diversos veículos ou grupos de veículos semelhantes que o constituem. Esta definição de blocos permite uma redução significativa da dimensão das matrizes associadas a este subsistema, sendo a matriz completa dada pela assemblagem das matrizes associadas a cada bloco. Esta divisão em blocos ilustra-se na Figura 6.1.

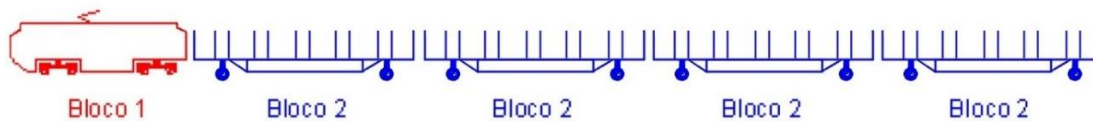


Figura 6.1 – Exemplo da definição de um comboio por blocos em função do tipo de veículo.

Numa primeira fase são definidos os parâmetros gerais e os parâmetros do algoritmo necessários à execução do programa. Ribeiro [40] enumera os seguintes parâmetros:

- Nomes dos ficheiros ANSYS da ponte e do(s) bloco(s) que constituem o comboio ;
- Incremento de tempo ( $\Delta t$ ), número máximo de iterações (*niter*), tolerância do critério de convergência ( $\epsilon$ ) e parâmetros de Newmark ( $\beta$  e  $\gamma$ );
- Número de modos de vibração (*n*), e respetivos amortecimentos modais ( $\xi_n$ ) a considerar na análise da ponte;
- Tipo de problema dinâmico, sendo que no problema plano existe apenas um trajeto de cargas enquanto o problema tridimensional inclui dois trajetos de cargas;
- Coordenadas dos nós de início e fim do(s) trajeto(s) das cargas, de acordo com o sistema de eixos do modelo da ponte em ANSYS. É também definida a posição relativa do comboio em relação ao início do trajeto das cargas ( $L_i$ );
- Irregularidades da via, definidas com base num ficheiro de texto com informação da amplitude das irregularidades em função das coordenadas.
- Número, ordenação e posição dos blocos que constituem o comboio;
- Velocidade do comboio (*v*);
- Eixo (*x*, *y* ou *z*) correspondente à direção de interação.

De seguida, o TBI passa para a fase de importação de dados do ANSYS para MatLAB. Do ANSYS é retirada informação relativa às matrizes de massa, rigidez e amortecimento da ponte e do comboio, informação relativa ao mapeamento dos graus de liberdade associando a cada um o seu tipo (translação UX, UY, UZ) ou rotação (ROTX, ROTY, ROTZ) e ainda uma listagem dos nós de contacto e respetivas coordenadas. Toda a troca de informações é realizada por intermédio de uma interface em modo ‘batch’, totalmente autónoma, a partir de ficheiros de texto.

A fase seguinte corresponde à análise modal da ponte em MatLAB, envolvendo o cálculo do problema de valores e vetores próprios. São aqui obtidas as frequências naturais da ponte e os modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa.

Por último, o programa encontra-se em condições de iniciar o processo iterativo, seguindo a lógica apresentada em 3.4.3. No final, já na fase de pós-processamento, são então obtidos para os nós de cada subsistema onde se pretende avaliar a resposta os resultados da análise, nomeadamente deslocamentos  $u(t)$  e acelerações  $\ddot{u}(t)$ .

### 6.3. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DA ANÁLISE

A análise dinâmica do sistema ponte-comboio é realizada com o intuito de recolher informação da resposta da estrutura perante a passagem do veículo de mercadorias, e ao mesmo tempo recolher alguns dados do comportamento dinâmico do veículo.

Neste sentido, é necessário proceder à escolha dos nós a avaliar em ambos os subsistemas, assim como definir as irregularidades da via, a gama de velocidades do comboio, o incremento de tempo da análise, o número de modos de vibração a considerar e ainda analisar a influência das condições de amortecimento da ponte.

#### 6.3.1. COMBOIOS UTILIZADOS

A análise dinâmica da ponte de Durrães utilizando comboios reais é realizada com recurso a uma simulação utilizando o comboio de mercadorias composto pelos vagões da série Kbs de transporte de madeira, cujo modelo numérico foi desenvolvido neste trabalho. É ainda realizada uma simulação utilizando o comboio regional UTD que circula regularmente na linha do Minho sobre a ponte de Durrães.

De notar que o comboio de transporte de madeira aqui modelado não circula atualmente sobre a ponte de Durrães, havendo no entanto tráfego regular de mercadorias sobre esta ponte realizado com comboios de características muito semelhantes.

No que diz respeito ao comboio de mercadorias, este é habitualmente composto por um conjunto de 20 a 25 vagões, sendo que serão utilizados na análise 8 vagões e uma locomotiva, o que diminui o tempo de computação e origina resultados igualmente satisfatórios uma vez que a resposta é repetida. Em termos de cargas por eixo, considera-se a situação de veículo carregado com a carga máxima admissível de 23,7 t, o que somado à tara de 16,3 t totaliza uma carga total de 200 kN/eixo. É utilizada na tração desta composição uma locomotiva da série 1960 da CP que não tendo sido modelada numericamente, é por simplificação introduzida no problema através das suas cargas por eixo colocadas no modelo do veículo Kbs. Na Figura 6.2 representa-se um esquema com as cargas por eixo reais e o esquema simplificado admitido.

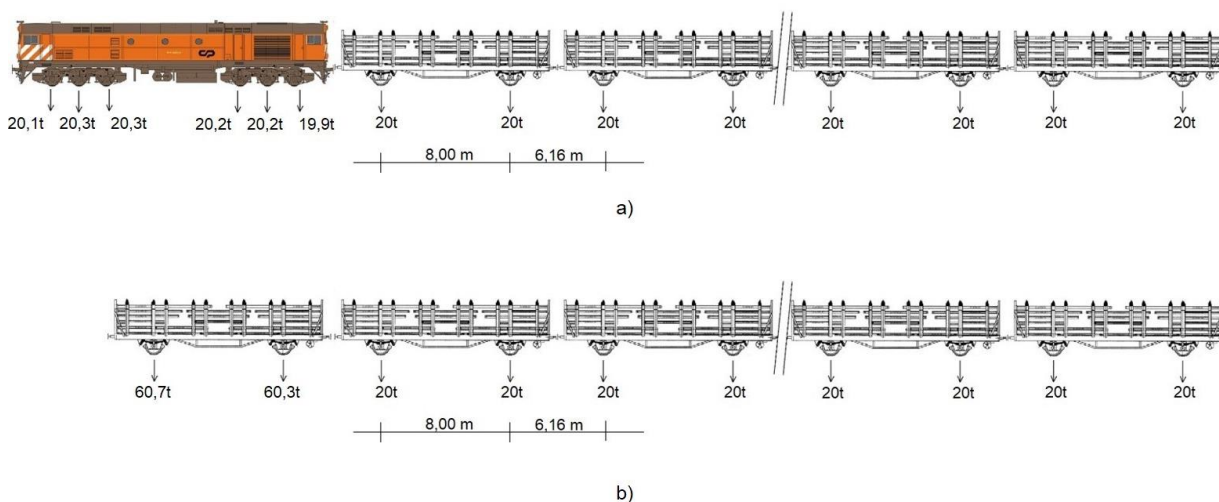


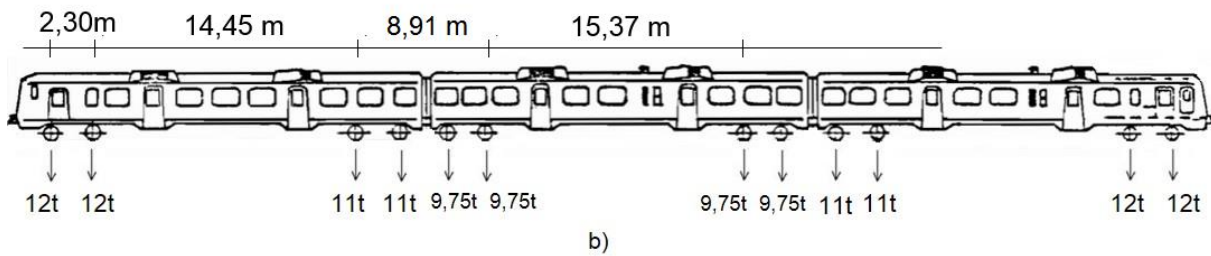
Figura 6.2 – Esquema do comboio de mercadorias utilizado. a) Real; b) Simplificação utilizada.



Quanto ao comboio UTD, a análise é realizada com recurso a cargas móveis. Esta composição encontra-se representada na Figura 6.3 onde se representa a passagem do comboio sobre a ponte de Durrães e o esquema de cargas por eixo.



a)

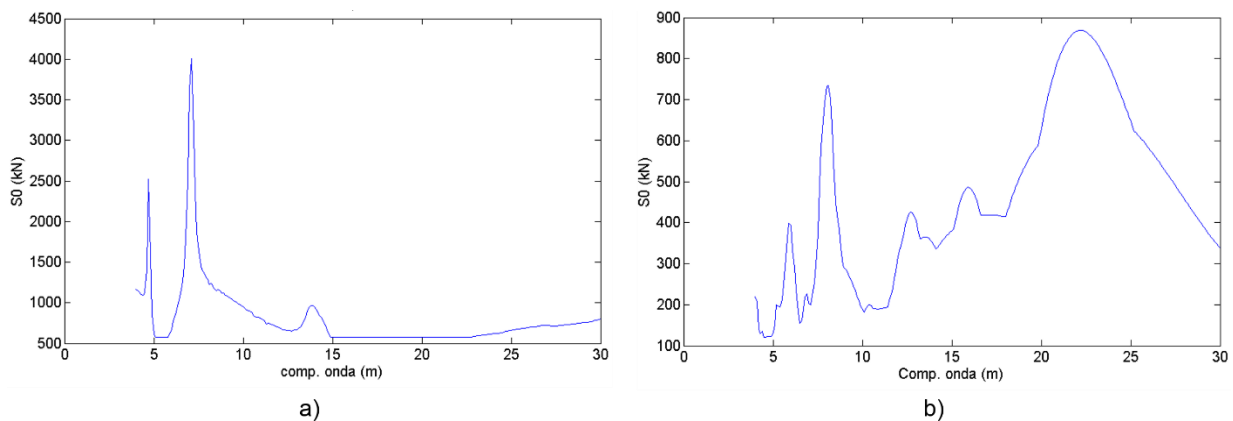


b)

Figura 6.3 – Comboio UTD 592. a) Passagem sobre a ponte de Durrães; b) Esquema de cargas.

Associada ao esquema de cargas admitido para este comboio está a sua assinatura dinâmica, uma ferramenta bastante útil pois permite não só estabelecer uma medida comparativa da sua agressividade, como apresenta claramente os comprimentos de onda preponderantes da ação. A assinatura dinâmica pode ser explicada como uma transformada de Fourier da ação induzida pelos eixos do comboio, sendo função dos afastamentos entre eixos, das cargas por eixo e do número de eixos do comboio.

Na Figura 6.4 representam-se as assinaturas dinâmicas dos comboios em estudo.



a)

b)

Figura 6.4 – Assinaturas dinâmicas dos comboios utilizados nas análises. a) mercadorias; b) UTD.

No que diz respeito à assinatura dinâmica do comboio de mercadorias, é de salientar o segundo pico, apresentado aos 7,08 m, que representa a meia distância entre centros de grupos de dois eixos de vagões sucessivos, distância essa que aparece no terceiro pico, aos 14,16 m. Já no caso do comboio UTD, dada a irregularidade de distribuição de cargas, não são detetáveis picos tão claros. De notar no entanto os comprimentos de onda da ordem de 20 a 25 m, que estão associados às distâncias entre grupos de bogies de carruagens sucessivas.

### 6.3.2. RESPOSTAS A AVALIAR NA ANÁLISE DINÂMICA

Pretende-se com estas análises avaliar as respostas da estrutura e do veículo na direção vertical, sendo assim considerados:

- Deslocamentos na direção vertical nos pontos de meio vão dos 16 arcos da ponte;
- Acelerações verticais nos pontos de meio vão dos 16 arcos da ponte;
- Acelerações verticais no corpo dos vagões.

No que diz respeito à ponte, serão avaliadas respostas em diversos pontos, sendo que será utilizada a numeração seguinte:

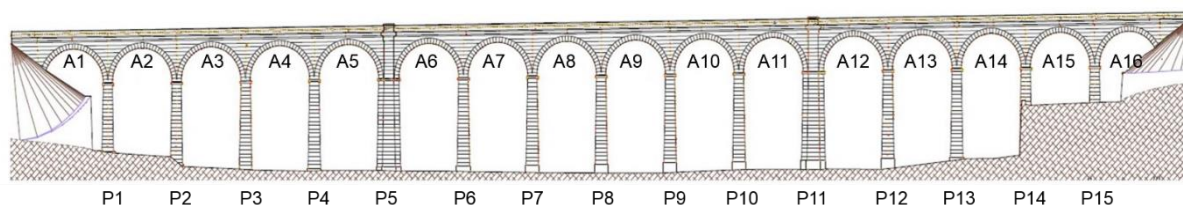


Figura 6.5 – Numeração dos arcos e pilares da ponte utilizada nas análises.

Em termos de resposta do veículo, serão avaliadas as acelerações numa malha de 15 pontos, onde foram selecionadas as secções de extremidade, de meio vão e sobre os eixos, tal como consta na Figura 6.6.

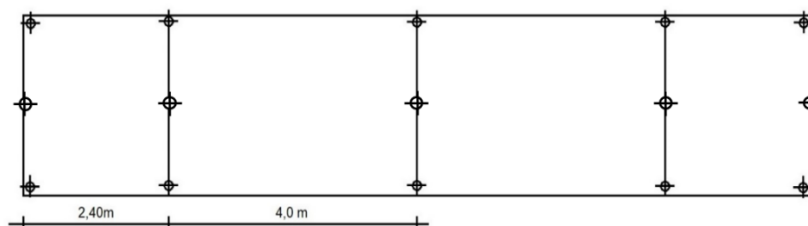


Figura 6.6 – Pontos de avaliação da resposta dinâmica do veículo.

A avaliação da resposta do veículo é possível na análise com interação veículo-estrutura, que foi realizada com o comboio de mercadorias cujo modelo foi desenvolvido neste trabalho. Dado que serão utilizadas composições de 8 vagões e locomotiva, foram analisadas as respostas dinâmicas nos vagões 1, 5 e 8 que representam o primeiro e último, assim como um vagão central.

Dado que a locomotiva foi incorporada na análise de uma forma muito simplificada, não são medidas respostas neste veículo. A Figura 6.7 ilustra os vagões considerados na análise e a numeração atribuída.



Figura 6.7 – Numeração dos vagões do veículo de mercadorias.

### 6.3.3. IRREGULARIDADES DA VIA

Com o intuito de proceder a uma análise dinâmica realista, serão avaliados os efeitos das irregularidades da via. As irregularidades consideradas, fornecidas pela REFER, resultam de medições na linha do Minho recolhidas por um veículo de inspeção geométrica da via que regista com comprimentos de onda entre 3 e 70 m as variações geométricas em relação ao valor teórico expectável, espaçadas de 0,25 m.

Verificando-se o ponto quilométrico associado ao início da ponte, são inseridos no TBI os dados das irregularidades a partir desse ponto, sendo atribuído o valor zero à primeira irregularidade, dado que os valores são medidos ao longo de toda a extensão da via e na determinação dos efeitos das irregularidades apenas o efeito relativo é importante. Assim, evita-se uma passagem brusca (e não realista) do aterro para a ponte, uma vez que o cálculo apenas é realizado na ponte. Na Figura 6.8 ilustram-se os perfis de irregularidades para os alinhamentos esquerdo e direito da via.

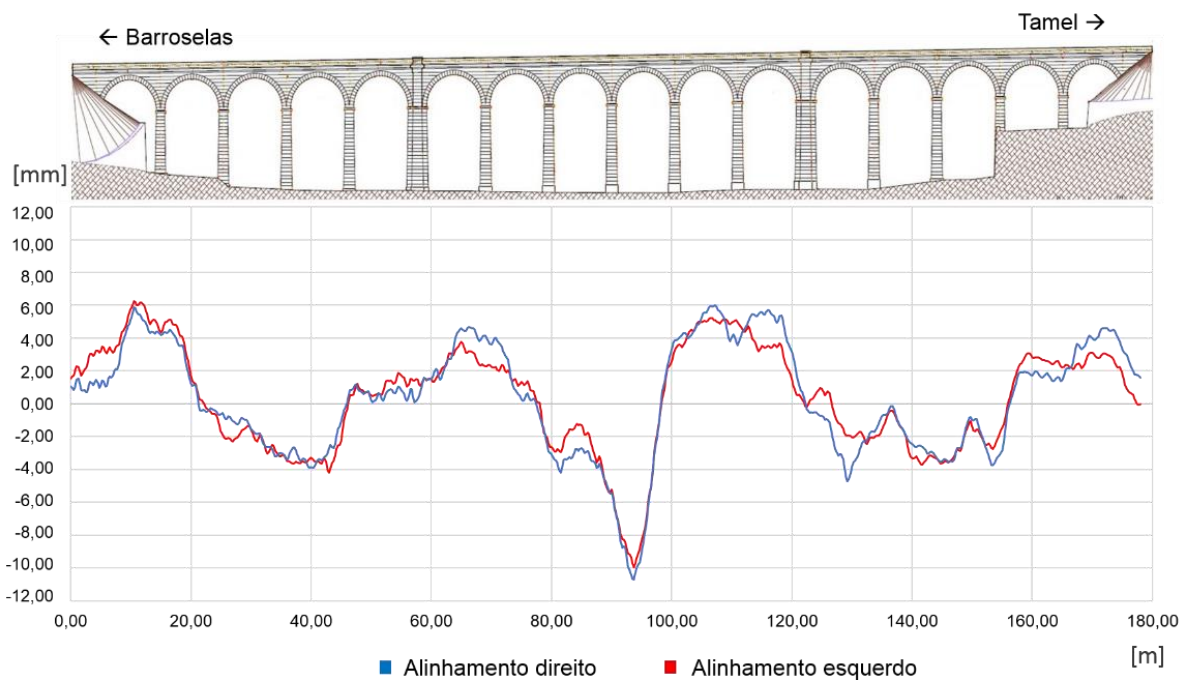


Figura 6.8 – Perfis de irregularidades relativos à ponte de Durrães.

Na Figura 6.9 são apresentadas as amplitudes dos autoespectros das irregularidades em ambos os carris, em função do número de onda ( $1/\lambda$ ). Assim, conclui-se que as maiores amplitudes são registadas para comprimentos de onda da ordem de 40 a 50m, e também na ordem dos 14 a 17m, com um pico menor.

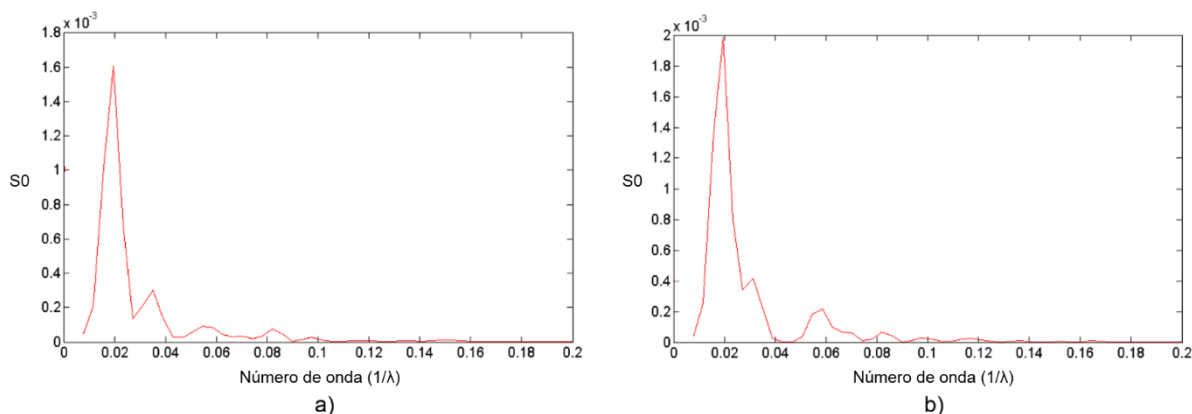


Figura 6.9 – Autoespectros das irregularidades. a) perfil esquerdo; b) perfil direito.

#### 6.3.4. GAMA DE VELOCIDADES E INCREMENTO DE TEMPO DA ANÁLISE

A velocidade de circulação do comboio sobre a ponte é um dos fatores que mais condiciona a resposta dinâmica do sistema. A sua definição deve ter por base a velocidade máxima permitida pelo próprio veículo e ao mesmo tempo ter em consideração as condições de segurança da estrutura.

No contexto do problema atual, verifica-se que a velocidade máxima de circulação do veículo de mercadorias da série Kbs a ser estudado é de 100 km/h. No entanto, no estudo dinâmico da ponte de Durrães não só se prevê fazer a avaliação do comportamento do sistema ponte-comboio para a situação presente, como pode ser avaliado um possível aumento da velocidade de exploração da via. Assim, serão consideradas na análise velocidades entre os 80 km/h e os 220 km/h com incrementos de 10 km/h, procurando avaliar velocidades ressonantes em determinados vãos.

Em termos de incremento de tempo  $\Delta t$  a considerar nas análises, é importante fixar um valor adequado para garantir resultados confiáveis. É prevista a consideração de 133 modos de vibração da ponte para considerar na resposta frequências até aos 30 Hz, no sentido de assegurar as disposições regulamentares descritas em 3.3.2 associadas à avaliação da resposta em acelerações.

O método de avaliação deste parâmetro é descrito em 3.4.1, sendo estabelecido um incremento  $\Delta t$  igual ao mínimo das condições dadas pelas equações (3.27) e (3.28) que para o caso do sistema em estudo conduz ao menor dos seguintes valores:

Quadro 6.1 – Incrementos de tempo

	Condição	$\Delta t$
1	$\Delta t = \frac{1}{8f_{max}}$	4,2 ms
2	$\Delta t = \frac{L}{4 \cdot n \cdot v_{max}}$	0,26 ms
3	$\Delta t = \frac{1}{20f_{max}}$	1,7 ms

Onde  $n = 133$  modos,  $f_{max} = 30\text{Hz}$ ,  $v_{max} = 61\text{ m/s}$  e  $L = 8,50\text{ m}$  (menor vão).

Analisando o Quadro 6.1, conclui-se que o incremento de tempo da análise deverá ser da ordem dos 0,26 ms. No entanto, este valor revela-se extremamente baixo, o que associado à complexidade do modelo numérico da ponte conduz a análises com interação excessivamente demoradas. Neste sentido, admitiu-se o valor de 1 ms como suficiente para obter uma boa integração do problema.

Para avaliar corretamente os efeitos das irregularidades, é ainda necessário garantir que o incremento de tempo utilizado na análise é adequado para as frequências a estas associadas, pois dependendo da velocidade do veículo e do comprimento de onda da irregularidade, podem ser solicitadas frequências que impliquem incrementos de tempo mais apertados para garantir uma correta integração.

Assim, para uma velocidade da ordem dos 220 km/h (61 m/s) e tendo em conta comprimentos de onda mínimos de 3m para as irregularidades, a frequência da solicitação é da ordem dos 17 Hz. Utilizando o terceiro critério apresentado no Quadro 6.1, obtém-se um incremento de tempo de cerca de 2,6 ms, bastante menos limitativo que o calculado anteriormente.

Assim, será utilizado um incremento de 1 ms em todas as análises realizadas.

#### 6.3.5. CONDIÇÕES DE AMORTECIMENTO DA PONTE

A avaliação de um coeficiente de amortecimento a utilizar para a ponte nas análises dinâmicas pode ser realizada através da interpretação da resposta em vibração livre da ponte de Durrães da qual existem dados experimentais. No entanto, o isolamento da resposta de um modo vertical verificou-se impossível, o que pode estar associado à localização dos acelerómetros verticais sobre os pilares nos registos existentes. Por outro lado, procurou-se estudar o registo de um acelerómetro colocado num pilar, na direção longitudinal da ponte, dado que estes movimentos estão relacionados com movimentos verticais do tabuleiro. Uma vez mais, a resposta foi inconclusiva.

Neste sentido, optou-se por considerar um amortecimento da ordem de grandeza dos valores extraídos do ARTeMIS, associados ao ensaio de identificação modal. Foi dada especial atenção o modo 11, com um coeficiente de amortecimento da ordem dos 3%, sendo este um modo que envolve movimento vertical em alguns arcos e que tem uma configuração que se repete muito nos modos numéricos seguintes. No mesmo sentido, são apresentados na bibliografia coeficientes da ordem dos 5%, em Costa [11], e da ordem dos 2% em Caglayan [60]. De notar que por análise das estruturas em causa, em comparação com a ponte de Durrães, o valor de 2% parece ser demasiado conservativo.

Assim, procedeu-se a uma análise comparativa com coeficientes de amortecimento entre  $\xi=2\%$  e  $\xi=5\%$ , o que permite avaliar a sensibilidade da resposta a este parâmetro, que se prevê que tenha bastante influência principalmente para velocidades ressonantes.

Na Figura 6.10 e na Figura 6.11 representam-se as respostas em acelerações no centro dos arcos 8 e 12, respetivamente, para a passagem do comboio de mercadorias. Por comparação, observa-se um efeito claro da variação do coeficiente de amortecimento para velocidades ressonantes, o que será o caso dos 207 km/h para o arco 12. No arco 8, ao não se atingir a velocidade ressonante, observa-se que a variação deste parâmetro não tem qualquer efeito relevante na resposta. Já em termos de deslocamentos, o gráfico da Figura 6.12 mostra que estes praticamente não são afetados pelo amortecimento.

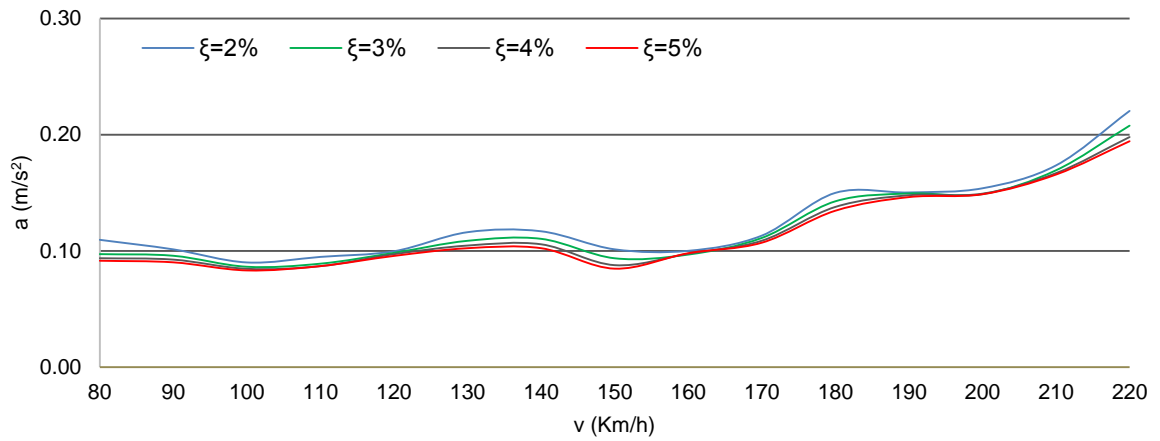


Figura 6.10 - Resposta em acelerações para diferentes amortecimentos, medido no centro do arco 8, para a passagem do veículo de mercadorias.

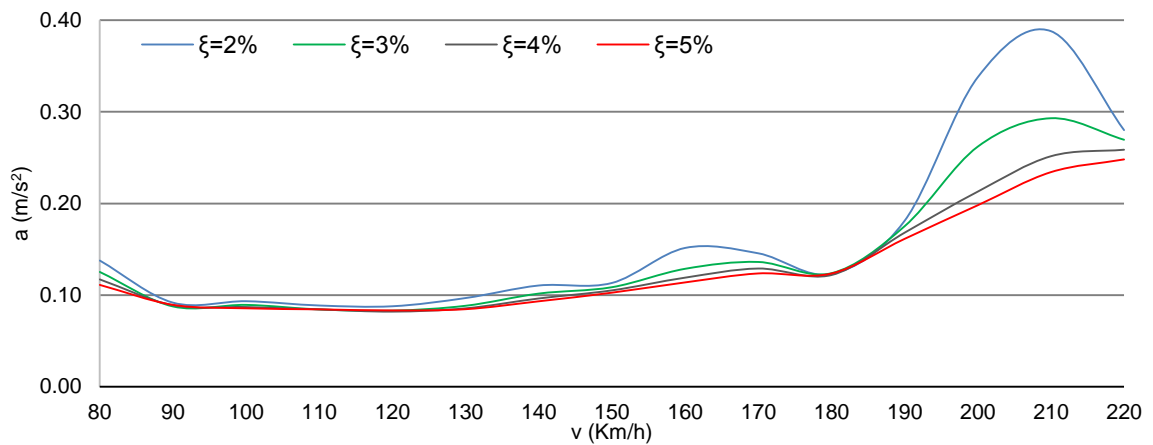


Figura 6.11 – Resposta em acelerações para diferentes amortecimentos, no centro do arco 12, para a passagem do veículo de mercadorias.

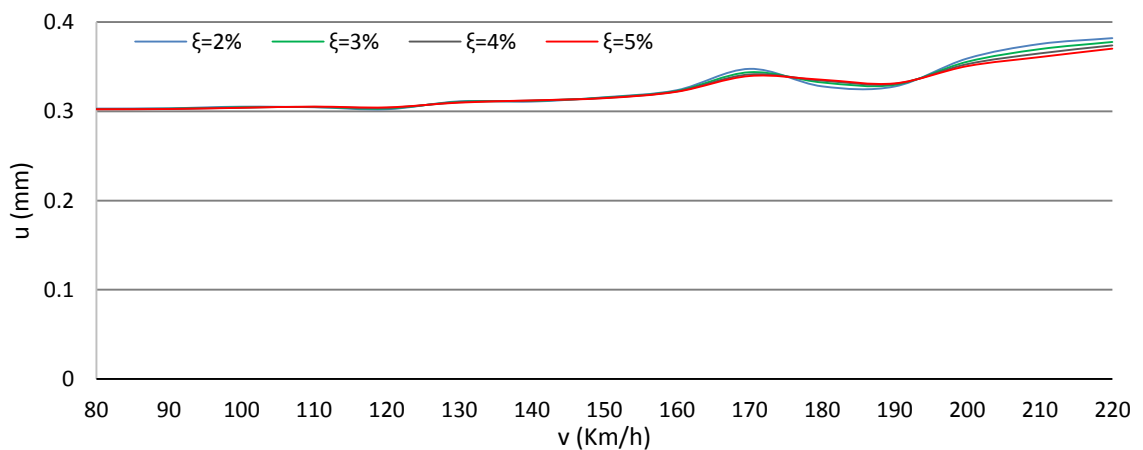


Figura 6.12 – Resposta em deslocamentos para diferentes amortecimentos, no centro do arco 12, para a passagem do veículo de mercadorias.

Uma vez que a consideração de  $\xi=2\%$  poderá ser exageradamente conservativa, o valor de  $\xi=3\%$ , que corresponde ao amortecimento verificado para o modo 11, será utilizado para os restantes modos de vibração nas análises realizadas.

Tendo ainda em consideração a equação (3.39), poderá ser considerado nas análises com cargas móveis o efeito favorável do amortecimento associado ao comboio, que para um vão de 8,5 metros conduz a um acréscimo de  $\Delta\xi = 0,24\%$ . No entanto, dada a dificuldade em obter valores exatos para este parâmetro, esta condição não será utilizada, permanecendo o cálculo do lado da segurança.

É importante salientar nesta fase a inexistência de informação regulamentar em termos de amortecimento em pontes de alvenaria, sendo o amortecimento um parâmetro de extrema importância na resposta dinâmica da ponte e que aqui se introduz com alguma incerteza.

### 6.3.6. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO DA PONTE

Com o intuito de conhecer a influência do número de modos de vibração da ponte, foi realizado um estudo da resposta máxima em acelerações, num determinado ponto da ponte, variando o número de modos de vibração considerados.

Em termos regulamentares, prevê-se a consideração dos modos de vibração até aos 30 Hz para a avaliação de acelerações máximas, sendo que, tal como descrito em 3.3.2, pesquisas como as de Baeßler e Zacher [34] têm apontado para a consideração de frequências até aos 60 Hz.

A Figura 6.13 ilustra a evolução das acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 10, em função do número de modos de vibração da ponte considerados na análise. Esta análise foi realizada com recurso a cargas móveis, tendo sido fixada a velocidade de 170 Km/h.

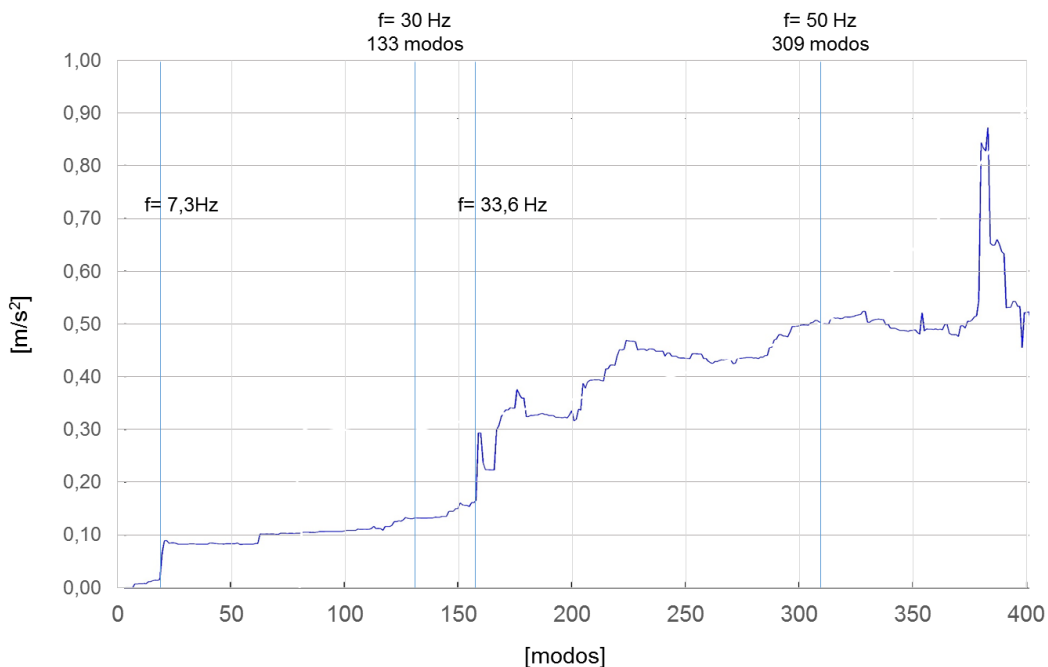


Figura 6.13 – Influência do número de modos de vibração da ponte nas acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 10, para a passagem do comboio de mercadorias.

A análise da Figura 6.13 permite verificar que a consideração de modos com frequências até 60 Hz, recomendado por alguns autores, conduziria a um esforço de cálculo muito elevado, uma vez que 400 modos de vibração da ponte não se revelam suficientes para atingir tais gamas de frequências. Por outro lado, o valor normativo de 30 Hz encontra-se num patamar associado à forte contribuição dos modos com frequências da ordem de 7 Hz, que são preponderantes em termos de acelerações verticais. De notar que este gráfico diz respeito apenas ao efeito num vão, mas as frequências da ordem dos 7 Hz têm este efeito em todos os restantes, uma vez que representam as frequências dos primeiros modos verticais dos arcos da ponte.

Já por volta dos 33 Hz, evidencia-se um novo incremento de resposta, associada a alguns modos de vibração verticais, pelo que nesta fase se inicia um aumento gradual da resposta em acelerações associada a diversos modos com participação vertical de todos os arcos da estrutura. É importante referir que existe nos valores de acelerações um erro associado ao incremento de tempo definido para a análise, particularmente nos modos acima dos 30 – 40 Hz, fruto do esforço computacional que estaria associado a uma análise com incrementos de tempo mais reduzidos.

#### 6.4. ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

Os princípios apresentados ao longo deste trabalho e os modelos numéricos desenvolvidos permitem realizar análises dinâmicas da ponte de Durrães utilizando comboios reais, com especial ênfase para o comboio de transporte de mercadorias. Apresentam-se nesta secção os resultados de algumas análises resultantes do estudo da resposta da ponte na direção vertical, não descurando a comparação com alguns limites regulamentares existentes. Todo o processo tem por base o TBI nas análises com cargas móveis e com interação ponte-comboio e o MatLab para o tratamento da informação recolhida.

##### 6.4.1. INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE - ANÁLISES DE INTERAÇÃO E DE CARGAS MÓVEIS

No sentido de avaliar a influência do tipo de análise nos resultados realizaram-se análises com consideração da interação comboio-estrutura e, em paralelo, análises dinâmicas com recurso ao método das cargas móveis, descrito em 3.4.2. De notar que são utilizados os mesmos coeficientes de amortecimento em ambas as análises.

A Figura 6.14 representa a resposta da estrutura ao nível do arco 12 em acelerações máximas absolutas, em função da velocidade de circulação do veículo de mercadorias, no centro deste arco.

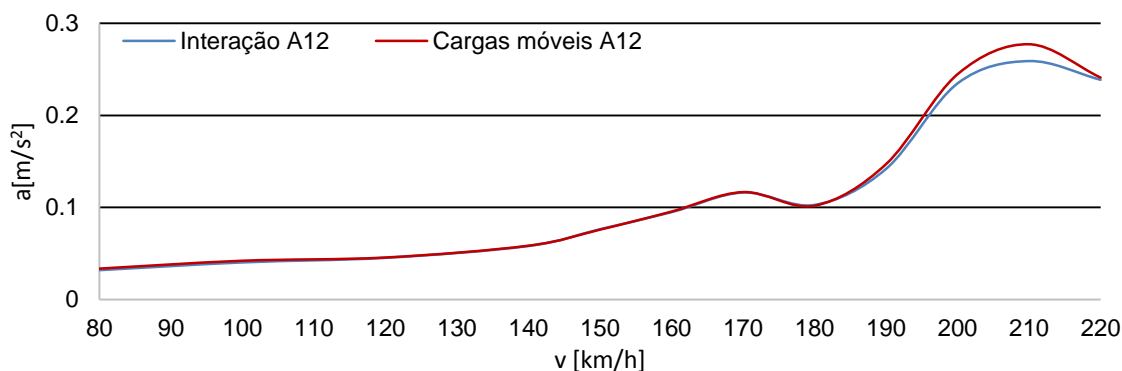


Figura 6.14 – Acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 12, considerando análises de cargas móveis e de interação ponte-comboio para a passagem do veículo de mercadorias.



Constata-se que numa análise com interação as acelerações sofrem uma redução de cerca de 7% para velocidades próximas da ressonante, não havendo diferenças significativas nas restantes velocidades. Este fenómeno está relacionado com o amortecimento introduzido no problema da ponte pela estrutura do veículo, pelo que no caso de se considerar o acréscimo de amortecimento  $\Delta\xi$  previsto regulamentarmente, as respostas tornam-se praticamente coincidentes.

Na Figura 6.15 representam-se os deslocamentos máximos absolutos registados no centro do arco 12 numa análise de cargas móveis e de interação, constatando-se que as respostas são praticamente coincidentes.

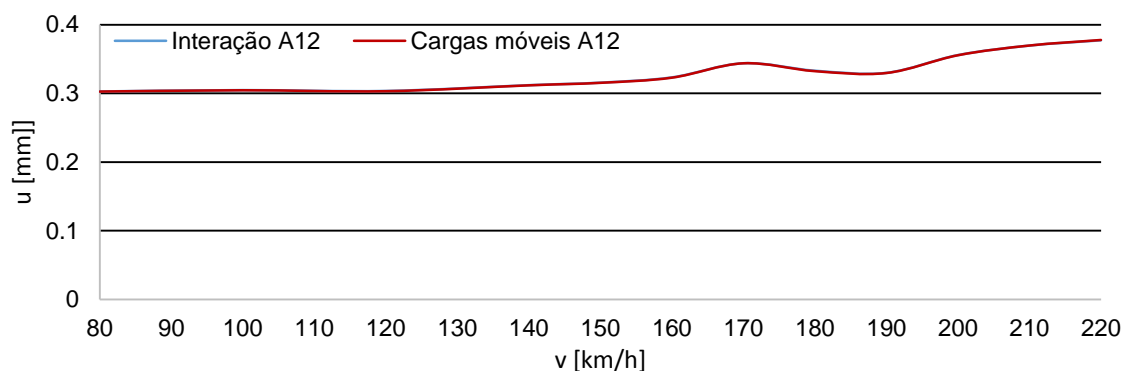


Figura 6.15 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão do arco 12, considerando análises de cargas móveis e de interação ponte-comboio para a passagem do veículo de mercadorias.

Na Figura 6.16 e na Figura 6.17 apresenta-se uma comparação dos registos temporais de acelerações e deslocamentos, obtidos no centro do arco 12 nas análises com e sem interação, para a passagem do comboio de mercadorias. Foi considerada na análise a velocidade ressonante de 210 km/h.

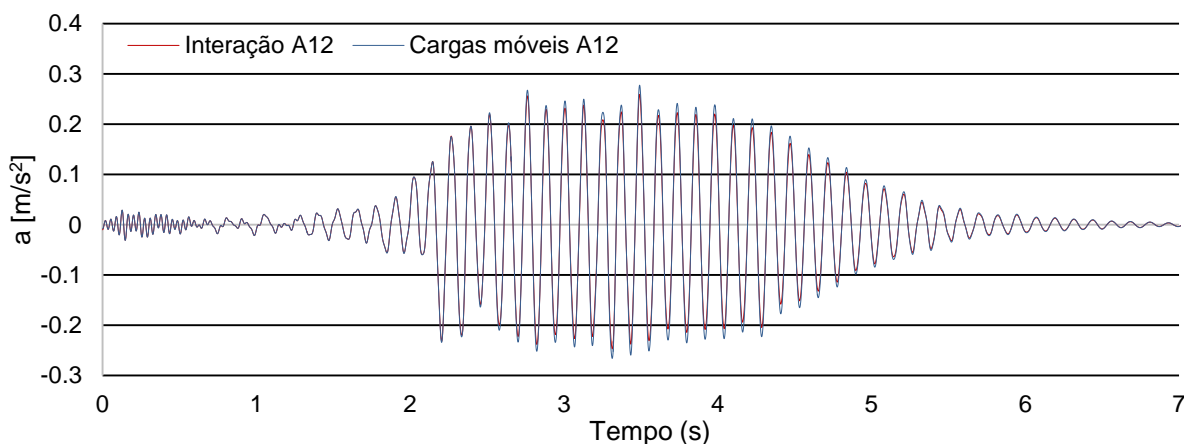


Figura 6.16 – Influência do tipo de análise nos registos temporais em acelerações no centro do arco 12 para a passagem do comboio de mercadorias à velocidade de 210 km/h.

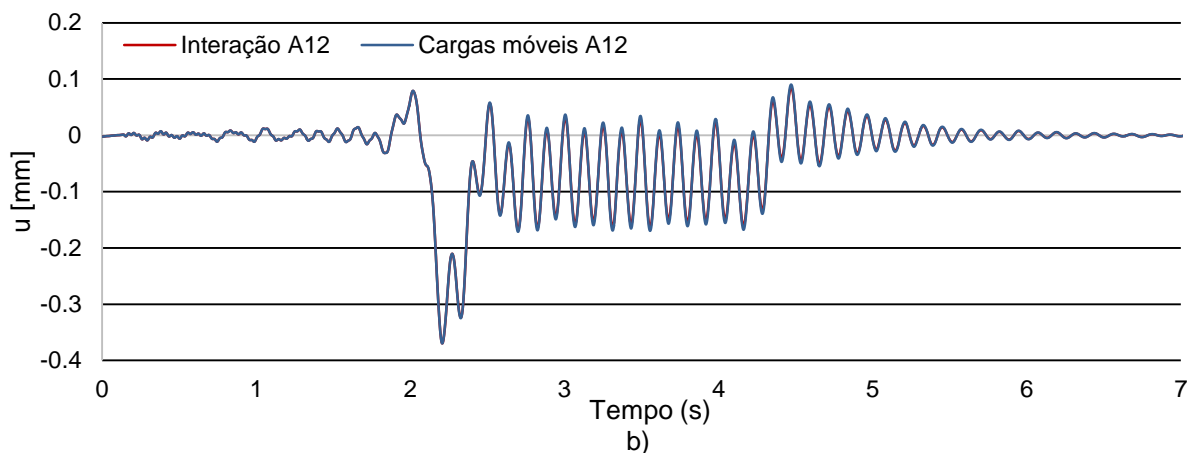


Figura 6.17 – Influência do tipo de análise nos registos temporais em deslocamentos no centro do arco 12, para a passagem do comboio de mercadorias à velocidade de 210 km/h.

Para a velocidade considerada, constata-se que os resultados com e sem interação são praticamente coincidentes em acelerações e em deslocamentos.

No mesmo sentido, apresentam-se na Figura 6.18 as acelerações máximas absolutas em função da velocidade no arco em que a resposta estrutural se revela mais forte, o arco 16, onde por não se identificar uma velocidade ressonante, a diferença entre análises é praticamente nula.

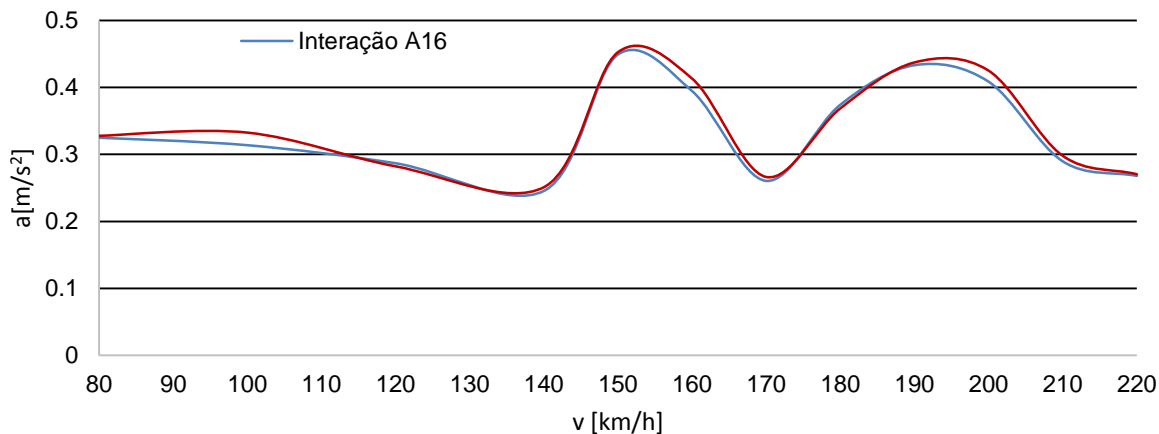


Figura 6.18 - Acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 16, considerando análises de cargas móveis e de interação ponte-comboio para a passagem do veículo de mercadorias.

Em termos comparativos de tipos de análise, a resposta em deslocamentos mostra-se praticamente coincidente nos casos de cargas móveis e de interação, demonstrando-se na Figura 6.19 a resposta em deslocamentos máximos absolutos para o arco 16.

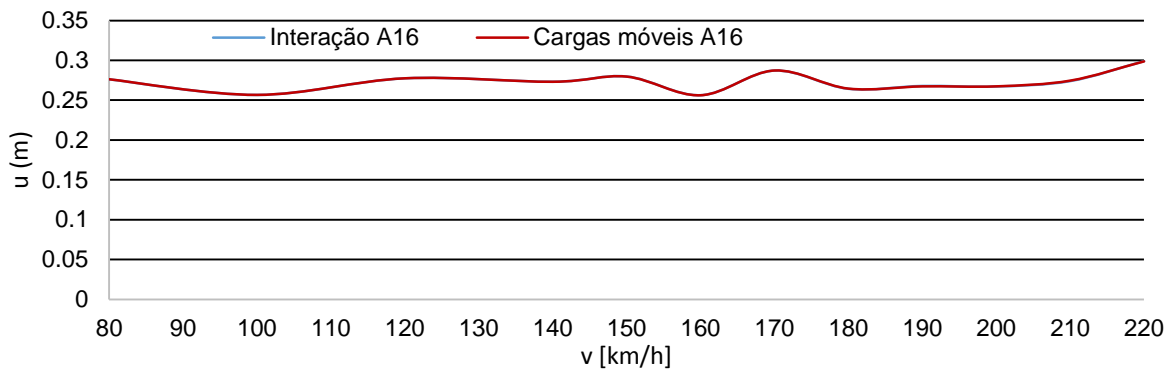


Figura 6.19 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão do arco 16, considerando análises de cargas móveis e de interação ponte-comboio para a passagem do veículo de mercadorias.

#### 6.4.2. INFLUÊNCIA DAS IRREGULARIDADES DA VIA

No que diz respeito à estrutura da ponte, apresentam-se na Figura 6.20 as respostas temporais em acelerações e deslocamentos para o arco 12 e 16, comparando-se a resposta com e sem irregularidades da via, para a passagem do comboio de mercadorias à velocidade de 210 km/h.

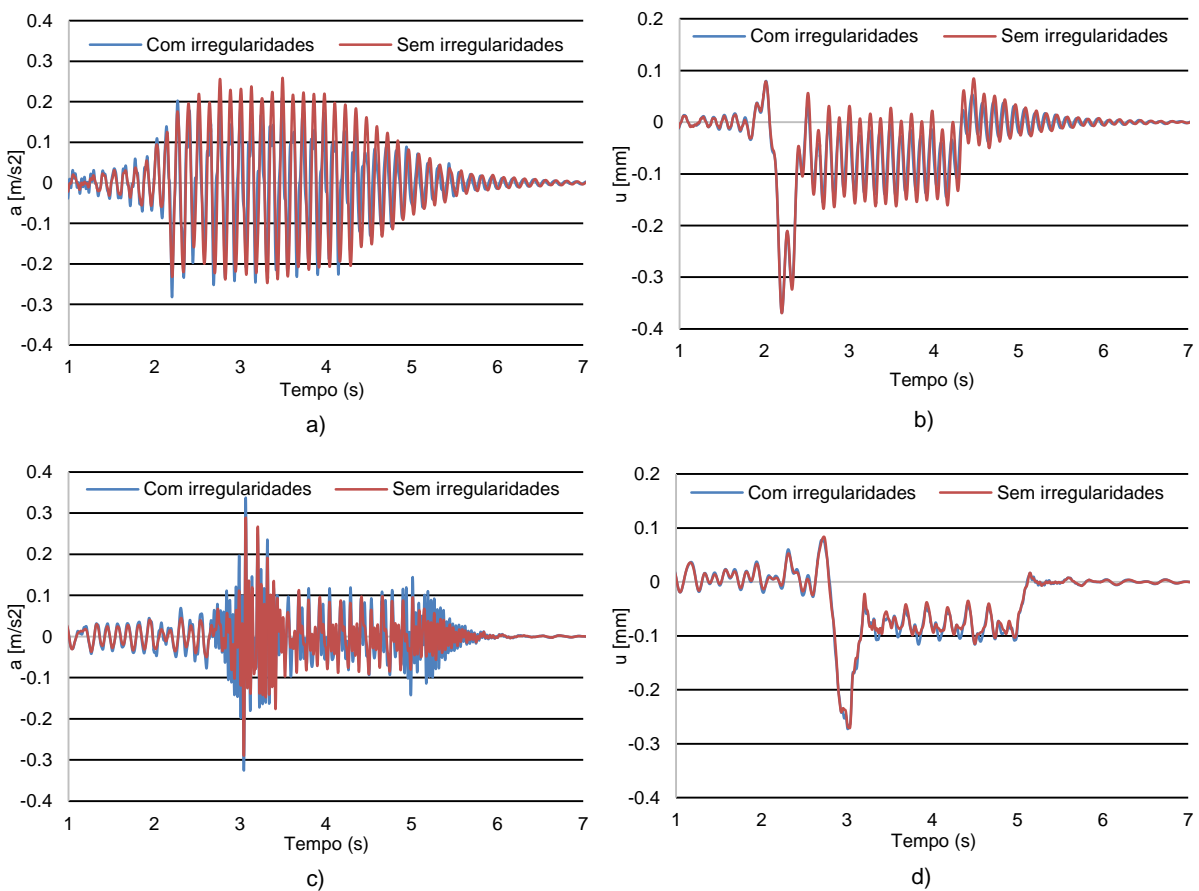


Figura 6.20 – Influência das irregularidades nos registos temporais para a passagem do comboio de mercadorias à velocidade de 210 km/h. a) acelerações no centro do arco 12; b) deslocamentos no centro do arco 12; c) acelerações no centro do arco 16; d) deslocamentos no centro do arco 16.

Os resultados mostram que para a velocidade estudada é de assinalar uma diminuição da resposta em acelerações para o arco 12 no caso de consideração de irregularidades, apesar de se verificar que o valor máximo se dá com irregularidades da via, estando associado à entrada da locomotiva no vão. O mesmo efeito verifica-se para este vão em termos de deslocamentos. Já no vão 16, é de notar um leve acréscimo da resposta da estrutura em acelerações com a consideração das irregularidades da via.

Apresenta-se na Figura 6.21 a resposta em acelerações em função da velocidade do comboio de mercadorias, no centro do arco 12, onde se constata que os valores máximos absolutos de acelerações são superiores para o caso de consideração de irregularidades. Já em termos de deslocamentos máximos, a resposta revela-se praticamente igual nos dois casos, como mostra a Figura 6.22.

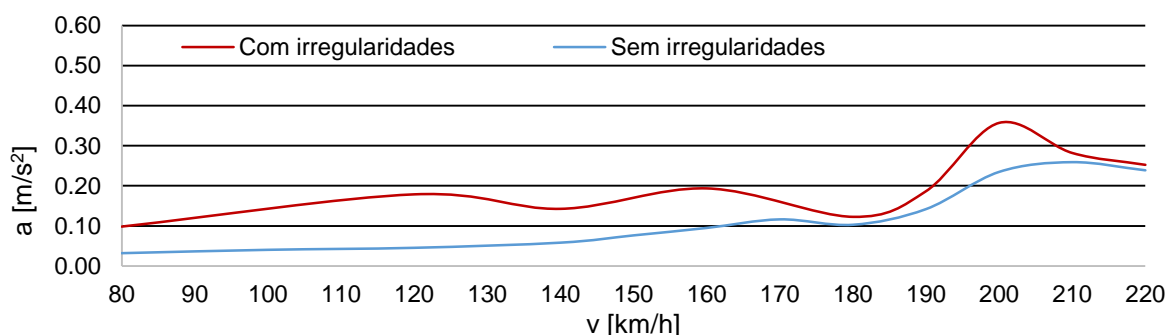


Figura 6.21 - Acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 12, com e sem irregularidades da via, para a passagem do veículo de mercadorias.

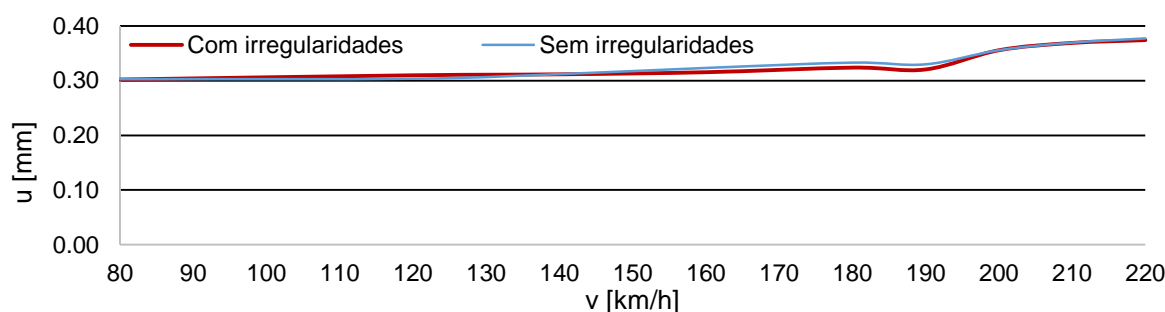


Figura 6.22 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão do arco 12, com e sem irregularidades da via, para a passagem do veículo de mercadorias.

No que diz respeito à resposta da estrutura do comboio, a consideração das irregularidades da via introduz um forte aumento na resposta. Apresenta-se na Figura 6.23 a resposta temporal em acelerações de um ponto a meio do corpo do primeiro vagão.

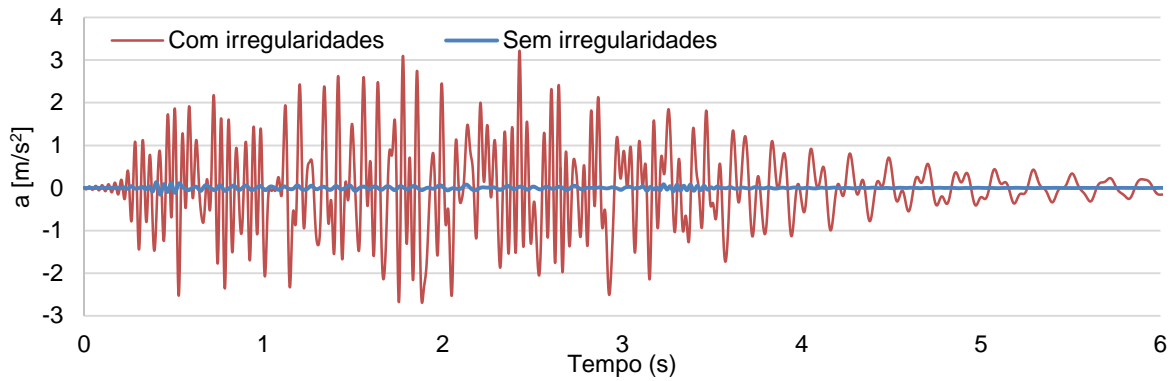


Figura 6.23 – Resposta temporal de acelerações num ponto do centro do corpo do vagão 1, para os casos de análise com e sem irregularidades da via, à velocidade de 210 km/h.

Verifica-se que a resposta do veículo em acelerações sofre um forte aumento associado à consideração das irregularidades da via, o que está associado à amplitude considerável das irregularidades e também às condições de rigidez das suspensões do veículo.

#### 6.4.3. ANÁLISE DA RESPOSTA DA PONTE À PASSAGEM DO COMBOIO DE MERCADORIAS

Efetua-se nesta secção uma análise dos resultados com interação ponte-comboio para acelerações e deslocamentos, em função da velocidade de circulação do comboio de mercadorias. Foram avaliadas acelerações e deslocamentos a meio vão dos arcos, focando-se a análise de resultados mais detalhada em alguns, nomeadamente o arco 12 e 16, sendo o primeiro um arco do desenvolvimento da ponte e o segundo um arco de extremidade onde a resposta em acelerações se revela mais elevada.

Numa primeira fase, interessa verificar o comportamento global dos vãos da ponte para diferentes velocidades de circulação. Neste sentido foram avaliadas as acelerações máximas absolutas a meio vão dos 16 arcos da ponte, que se apresentam na Figura 6.24 e Figura 6.25.

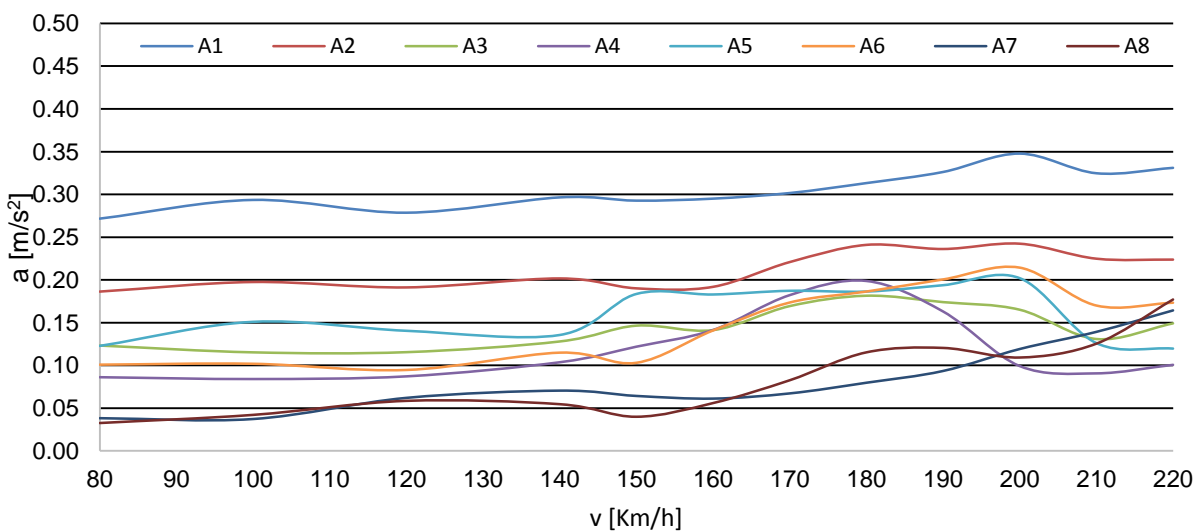


Figura 6.24 - Acelerações máximas absolutas a meio vão dos arcos A1 a A8, considerando análises de interação ponte-comboio.

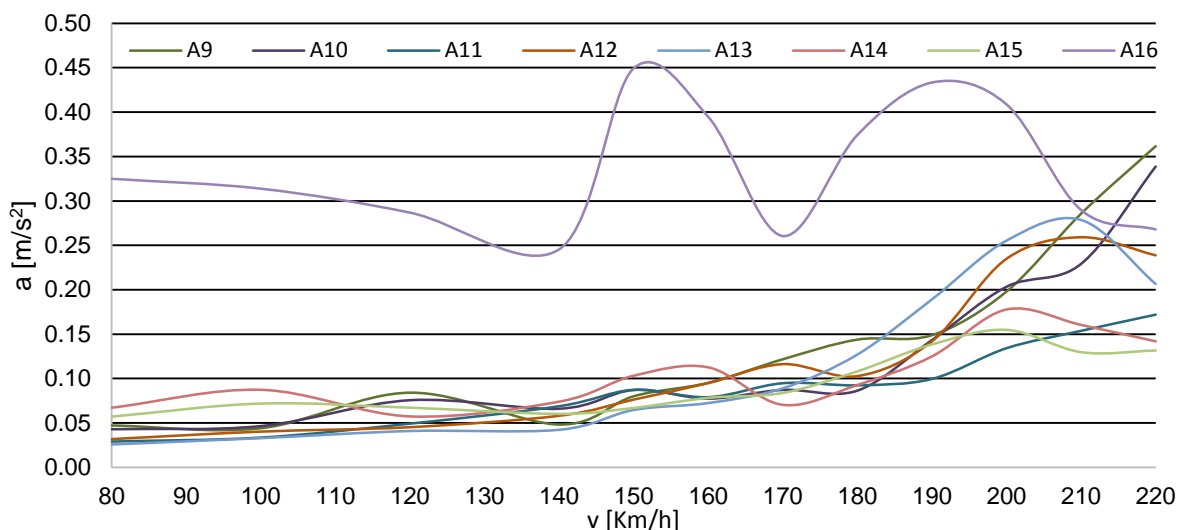


Figura 6.25 - Acelerações máximas absolutas a meio vão dos arcos A9 a A16, considerando análises de interação ponte-comboio.

É assim possível verificar que as respostas máximas se verificam para os vãos de extremidade, sendo o vão 16 (de saída) o mais gravoso. Tal poderá ser associado ao facto de se tratar de um vão de extremidade, conjugado com o facto de ser a zona mais rígida da ponte devido ao encontro e à menor altura dos pilares. Neste arco, é possível identificar uma ligeira amplificação da resposta aos 150 km/h e aos 195 km/h.

Por outro lado, compreende-se que não existe uma velocidade ressonante comum, havendo no entanto uma tendência de crescimento de acelerações a partir dos 180 km/h. De facto, por análise dos modos de vibração desta estrutura, verifica-se que existe um grande número de modos de vibração que envolve localmente o movimento vertical de conjuntos de arcos da estrutura a partir de frequências da ordem dos 7 Hz. Tendo em conta a assinatura dinâmica do comboio de mercadorias apresentada na Figura 6.4, encontra-se um pico nos 7,4 m. Assim, facilmente se constata que é a partir de velocidades da ordem de  $7,4\text{m} \times 7\text{ Hz} = 51,8\text{ m/s}$  (186,5 km/h) que as respostas começam a ser mais amplificadas.

Analisando como exemplo o arco 12, a resposta em acelerações máximas absolutas está representada na Figura 6.14. A resposta no centro deste arco permite identificar claramente um pico associado a uma velocidade ressonante da ordem dos 210 km/h. Observando a assinatura dinâmica do comboio em frequências, para a velocidade de 210 km/h, obtemos um pico para a frequência de 8,1 Hz. Esta frequência corresponde ao 23º modo de vibração da ponte, onde se verifica uma forte participação dos arcos A12 e A13. Este exemplo do arco 12 repete-se pontualmente para velocidades ressonantes noutros arcos, em função da frequência dos modos da ponte em que cada arco tem maior participação. Representa-se na Figura 6.26 a assinatura dinâmica do comboio de mercadorias em frequências e na Figura 6.27 um modo de vibração com forte participação do arco 12 na direção vertical, sendo um modo característico a todos os arcos para frequências da ordem dos 8 Hz.

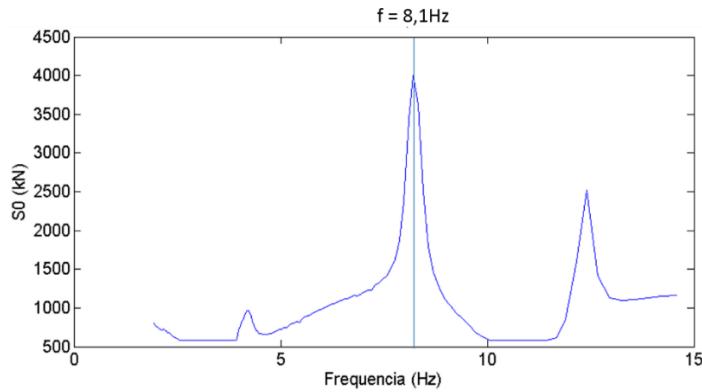


Figura 6.26 – Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias, em frequências.

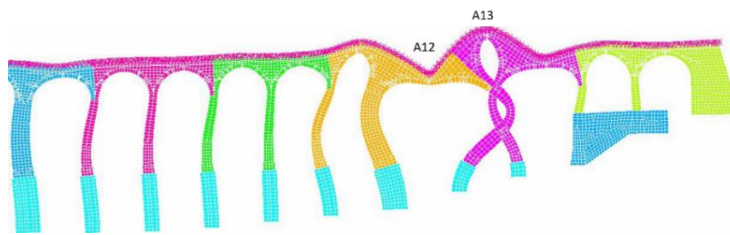


Figura 6.27 – 23º modo numérico, frequência = 8,1 Hz.

Com o intuito de conhecer os valores máximos de acelerações que devem ser tidos em conta numa verificação desta estrutura, foi incluído o efeito das irregularidades. Concluiu-se que é igualmente nos arcos extremos que ocorrem as acelerações mais altas, observando-se no entanto uma forte amplificação da resposta nos arcos 5, 9, 10 e 12 para algumas velocidades, tal como consta na Figura 6.28.

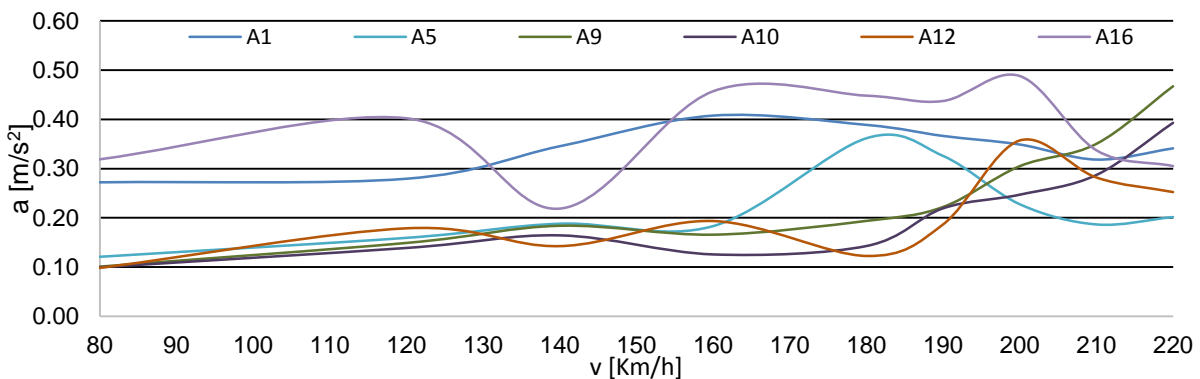


Figura 6.28 – Acelerações máximas absolutas nos arcos onde o efeito das irregularidades é mais acentuado.

Em termos de deslocamentos, apresentam-se na Figura 6.29 e na Figura 6.30 os deslocamentos máximos absolutos a meio vão dos diferentes arcos da estrutura, obtidos com recurso a uma análise com interação. Os maiores deslocamentos verificam-se ao nível do arco A9, associado à zona da ponte onde resultou um valor de  $k$  mais baixo no processo de otimização, e portanto a zona mais flexível da estrutura.

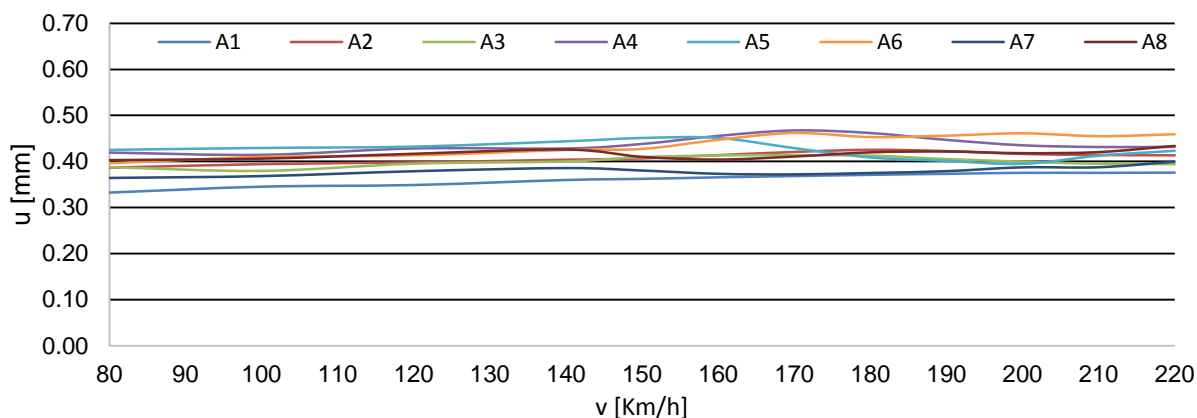


Figura 6.29 - Deslocamentos máximos absolutos a meio vão dos arcos A1 a A8, considerando análises de interação ponte-comboio.

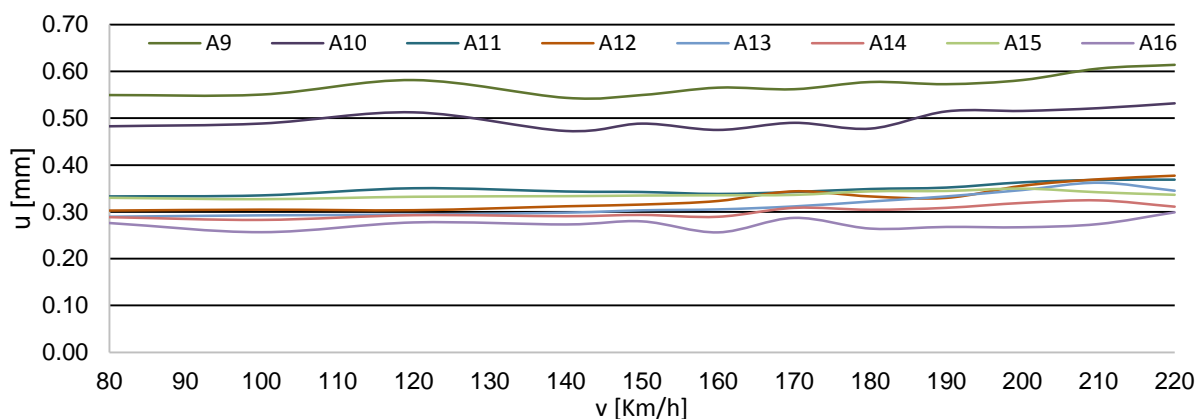


Figura 6.30 - Deslocamentos máximos absolutos a meio vão dos arcos A9 a A16, considerando análises de interação ponte-comboio.

No sentido de compreender o conteúdo em frequência da resposta da ponte em acelerações, avaliou-se os autoespetros da resposta para a velocidade de 210 km/h no vão 12 e de 150 km/h no vão 16, com interação. É assim possível conhecer quais as frequências preponderantes na resposta destes tramos para as velocidades em que a resposta é mais amplificada.

Conhecendo a assinatura dinâmica do comboio de mercadorias, realiza-se o confronto entre os picos registados nos autoespetros e os picos associados à geometria de cargas do comboio, o que de certa forma permite validar os resultados numéricos.

A Figura 6.32 a) e b) mostra os autoespetros da resposta em acelerações para o arco 12 à velocidade de circulação de 210 km/h e para o arco 16 à velocidade de 150 km/h, respetivamente. Para o arco 12, consegue-se identificar claramente o pico da resposta aos 8,1 Hz, tal como foi interpretado anteriormente, estando associado ao modo 23 representado na Figura 6.27.



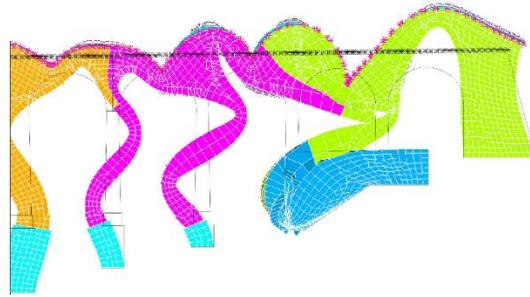


Figura 6.31 – 118º modo numérico, frequência = 25,9 Hz.

Já no caso do arco 16, a frequência que revela um pico mais forte é da ordem dos 26,3 Hz, notando-se a participação de algumas frequências entre os 25 e os 27 Hz, dada a forma da base deste pico no gráfico. De facto, a estrutura apresenta no 118º modo de vibração, aos 25,9 Hz, uma forte participação local do arco 16, tal como representado na Figura 6.31.

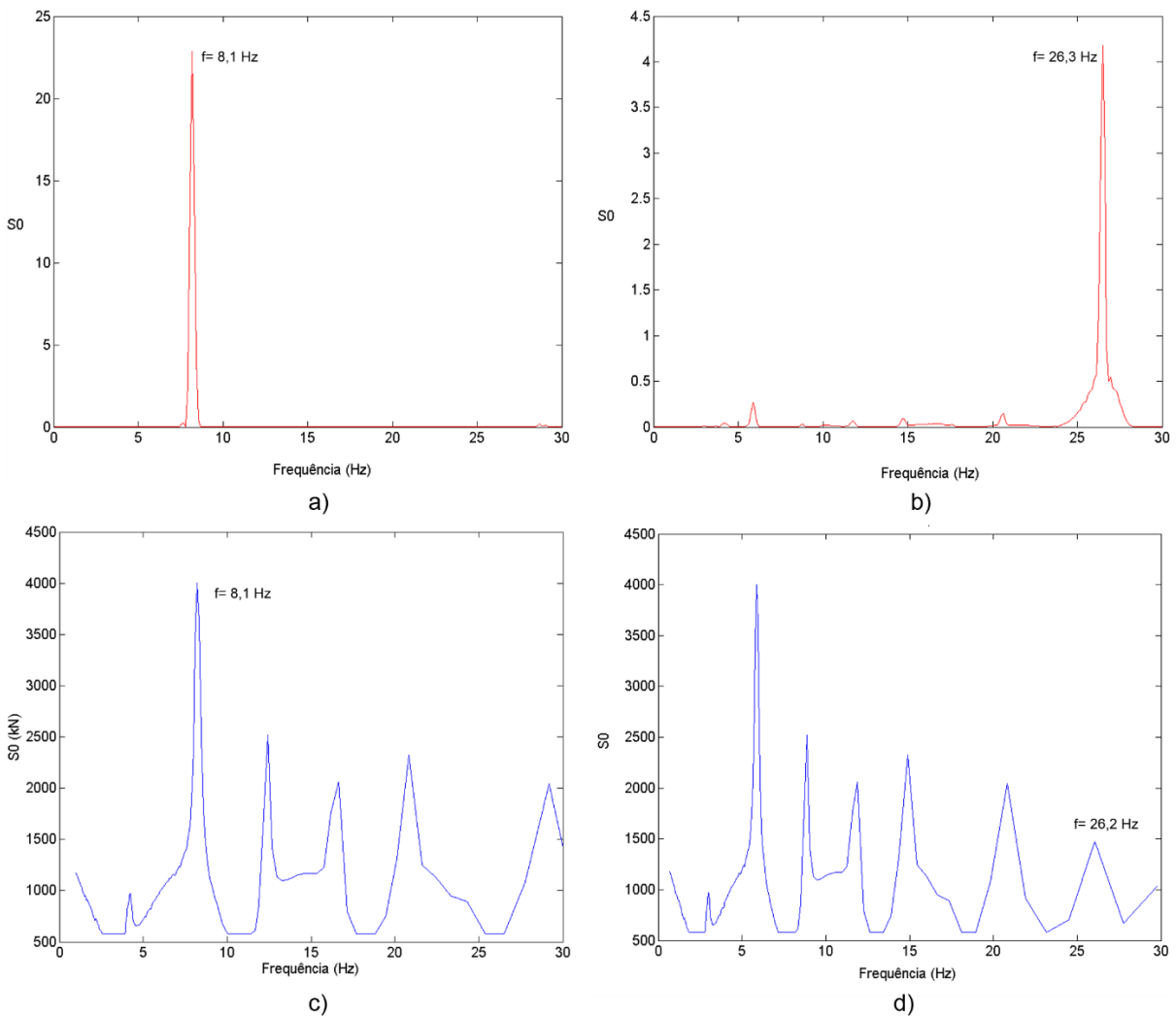


Figura 6.32 – a) Auto-espectro da resposta em acelerações para o arco 12 para a velocidade de 210 km/h; b) Auto-espectro da resposta em acelerações para o arco 16 para a velocidade de 150 km/h; c) Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias a 210 km/h; d) Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias a 150 km/h.

Por comparação dos gráficos apresentados na Figura 6.32, é possível compreender que a resposta em frequência é dominada pela ação, uma vez que é possível identificar uma forte correspondência entre os picos do autoespectro dos valores associados à ponte e os picos da assinatura dinâmica do comboio.

Por outro lado, verifica-se uma forte distinção de um pico da resposta em relação aos restantes. Tal facto deve-se à aproximação de modos naturais da estrutura a determinadas gamas de frequência da ação do comboio, sendo que a elevada frequência que se verifica no arco 16 está associada ao facto de esta ser uma zona muito rígida da estrutura, uma vez que os modos que envolvem o movimento vertical deste arco mobilizam pilares mais curtos e a zona do encontro.

Focando em maior detalhe o intervalo de 0 a 15 Hz, obtêm-se agora os gráficos representados na Figura 6.33.

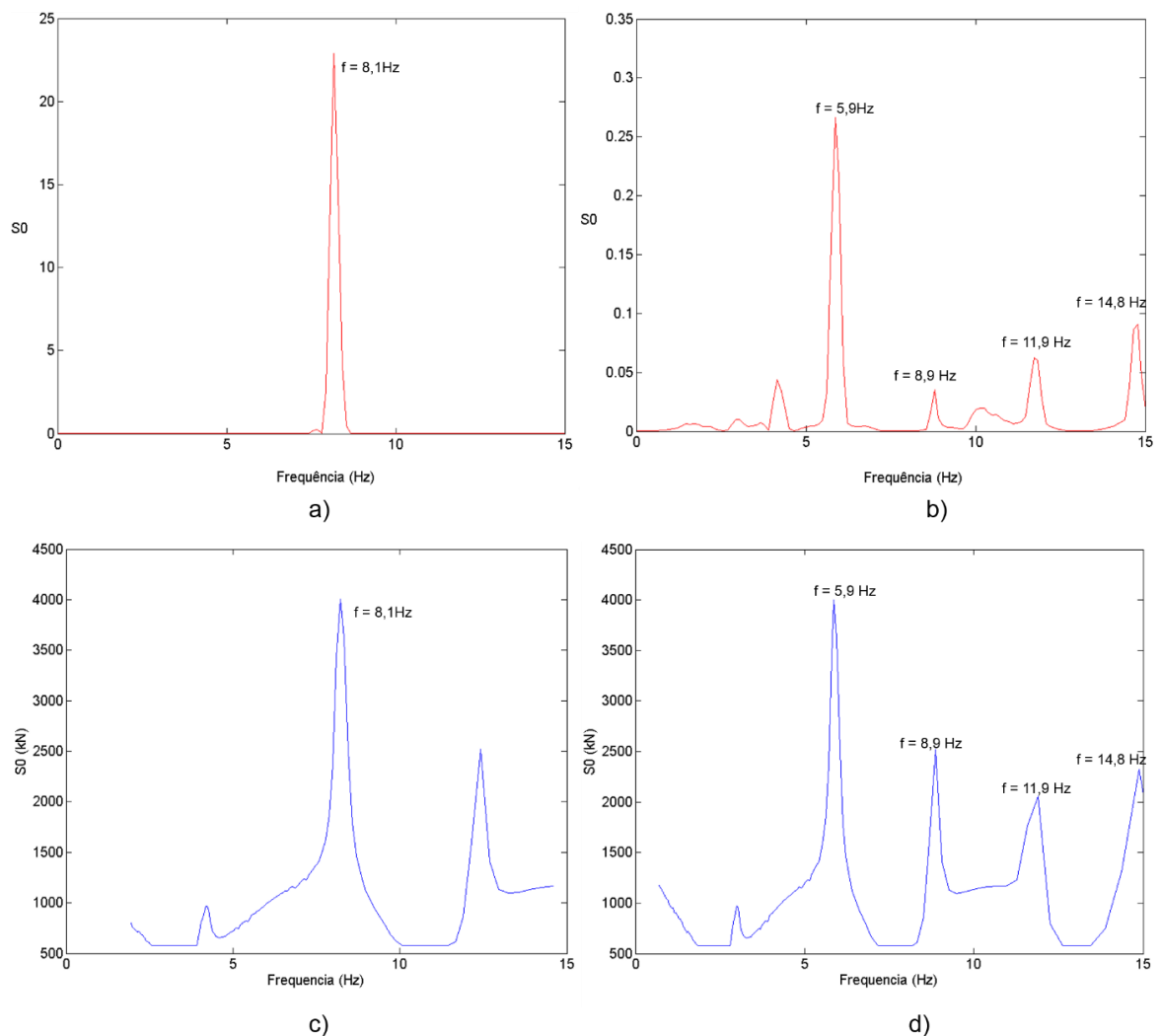


Figura 6.33 - a) Auto-espectro da resposta em acelerações para o arco 12 para a velocidade de 210 km/h; b) Auto-espectro da resposta em acelerações para o arco 16 para a velocidade de 150 km/h; c) Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias a 210 km/h; d) Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias a 150 km/h.

A análise de um intervalo mais curto de frequências permite identificar para o arco 16 outras correspondências entre as frequências da resposta e da ação. No entanto, o arco 12 mantém o mesmo pico, não sendo possível identificar outros picos com amplitudes significativas. Este facto mostra que à medida que a ação solicita uma frequência mais próxima de um modo natural do arco, maior é a concentração da resposta nesse valor de frequência, o que acontece no caso do arco 12 para a frequência de 8,1 Hz.

Fazendo uma análise global, verificam-se níveis de acelerações reduzidos, sendo os valores máximos absolutos da ordem de 0,45 m/s<sup>2</sup>. Confirma-se assim que os valores de acelerações se encontram muito inferiores ao limite regulamentar de 3,5 m/s<sup>2</sup>.

Quanto aos deslocamentos, dado que os vãos têm 8,50 m de comprimento, o limite regulamentar de L/600 deslocamentos máximos é da ordem de 14 mm, pelo que os valores máximos de 0,6 mm se encontram muito distantes dos limites. De facto, esta estrutura trata-se de uma estrutura muito rígida devido à sua geometria e constituição.

#### 6.4.4. ANÁLISE DA RESPOSTA DO VEÍCULO DE MERCADORIAS

A utilização de análises com interação comboio-estrutura permite avaliar a resposta no corpo do veículo. Procura-se nesta fase caracterizar a ordem de grandeza das acelerações sentidas sobre este na situação real de consideração das irregularidades da via, pois esta tem, como visto anteriormente, um efeito notável na resposta em acelerações.

Representa-se na Figura 6.34 as acelerações máximas absolutas sentidas num ponto do centro dos vagões 1, 5 e 8.

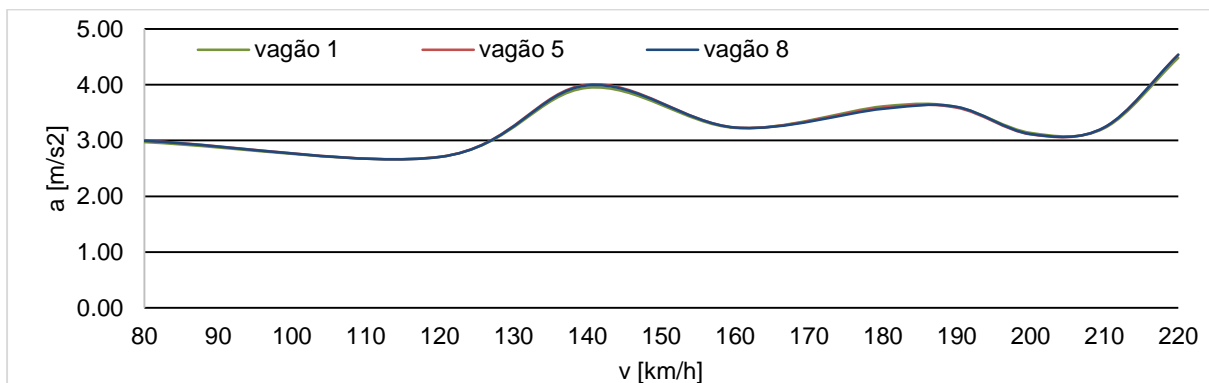


Figura 6.34 - Acelerações máximas absolutas num ponto central do corpo do veículo de mercadorias em função da velocidade.

Verifica-se que a ordem de grandeza das acelerações se situa entre os 3 e os 4 m/s<sup>2</sup>, não se revelando dependente da posição do vagão, e mostrando-se pouco dependente da velocidade de circulação. Este facto mostra portanto que a ação das irregularidades é preponderante na resposta, não se revelando o efeito da vibração da ponte sobre o veículo.

A análise da Figura 6.35 indicia que as acelerações máximas são sentidas nas extremidades do corpo do veículo, sendo que sobre os eixos também se detetam acelerações importantes.

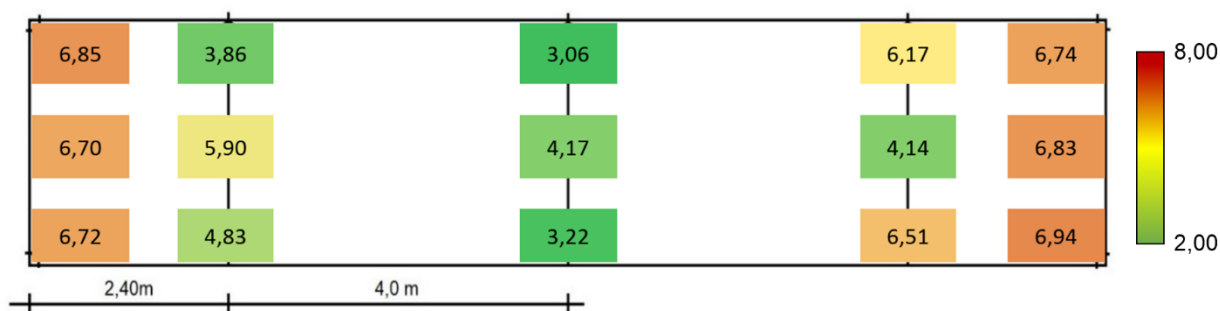


Figura 6.35 – Acelerações máximas absolutas ( $m/s^2$ ) registadas nos 15 pontos do comboio onde foi avaliada a resposta dinâmica, para uma velocidade de circulação de 210 km/h.

A análise do autoespectro da resposta em acelerações no centro do veículo para a velocidade de circulação de 210 km/h apresenta-se na Figura 6.36.

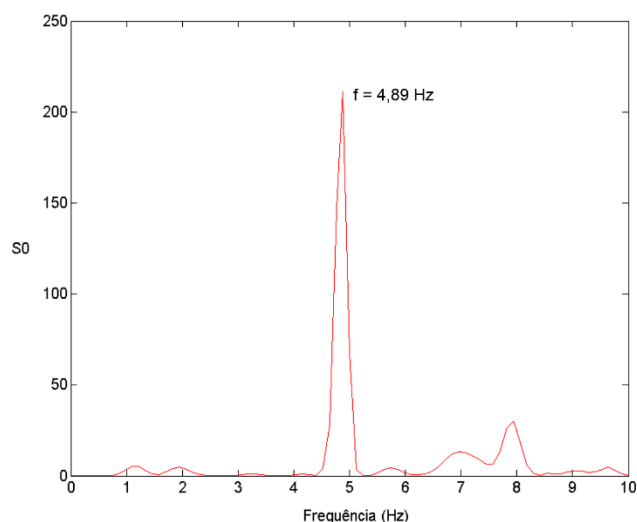


Figura 6.36 – Autoespectro da resposta no centro do corpo do veículo para a velocidade de circulação de 210 km/h.

Pela análise do autoespectro conclui-se que a resposta no centro do veículo é condicionada principalmente pelo primeiro modo de flexão, que para o caso de veículo em circulação (rigidez inferior das molas de suspensão) tem uma frequência de 4,88 Hz. Esta frequência poderá do lado da ação estar associada às irregularidades de comprimento de onda da ordem dos 14 m, que revelavam ter alguma importância no autoespectro de irregularidades representado na Figura 6.9.

Os valores obtidos para as acelerações no corpo do veículo são de uma ordem de grandeza muito elevada em comparação com os valores habituais de veículos de passageiros. De facto, não existe qualquer consideração regulamentar que limite os valores de acelerações em veículos de mercadorias, cujos valores tendem a ser elevados devido ao tipo de suspensão utilizada e às características geométricas do corpo do veículo.

#### 6.4.5. ANÁLISE DA RESPOSTA DA PONTE À PASSAGEM DO COMBOIO UTD

No sentido de fazer uma verificação adicional do comportamento da ponte, optou-se por simular a passagem do comboio de passageiros UTD. Esta análise é realizada exclusivamente com cargas móveis, o que se aproxima bastante da realidade para a ponte em questão e especialmente para gamas baixas de velocidades, tal como foi observado no presente capítulo.

A utilização deste comboio pretende também verificar a resposta perante um esquema de cargas distinto.

Apresentam-se na Figura 6.37 e Figura 6.38 as respostas em acelerações máximas absolutas e deslocamentos máximos absolutos no arco 12, no sentido de comparar a resposta da estrutura perante a passagem do comboio de mercadorias e do UTD. Verifica-se que a ação imposta pelo UTD origina respostas em acelerações e deslocamentos bastante inferiores ao comboio de mercadorias. Por outro lado, de notar que não é identificada qualquer velocidade ressonante em qualquer arco da estrutura para a passagem deste comboio a velocidades da gama estudada.

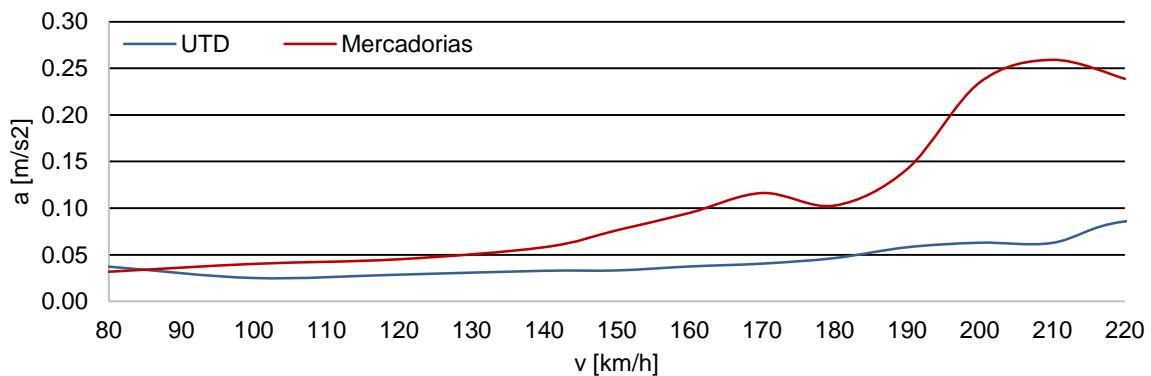


Figura 6.37 – Comparação de acelerações máximas absolutas a meio vão do arco 12, para a passagem do veículo de mercadorias e do UTD.

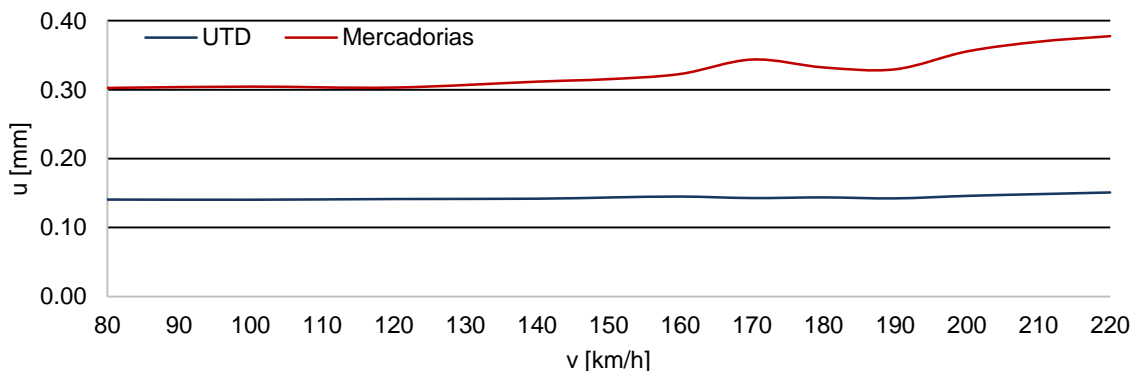


Figura 6.38 - Comparação de deslocamentos máximos absolutos a meio vão do arco 12, para a passagem do veículo de mercadorias e do UTD.

Na Figura 6.39 estão representados os registos temporais em acelerações e deslocamentos no arco 12 para a passagem do comboio UTD e do veículo de mercadorias. É possível observar a diferença de agressividade para a estrutura imposta por ambas as composições.

Para o arco 12 à velocidade ressonante de 210 km/h, as diferenças são muito significativas, nomeadamente na resposta em acelerações (Figura 6.39 – a)). Já para a velocidade de 180 km/h no arco 16, as respostas encontram-se com uma amplitude mais próxima, mas ainda assim se verifica a maior agressividade do comboio de mercadorias.

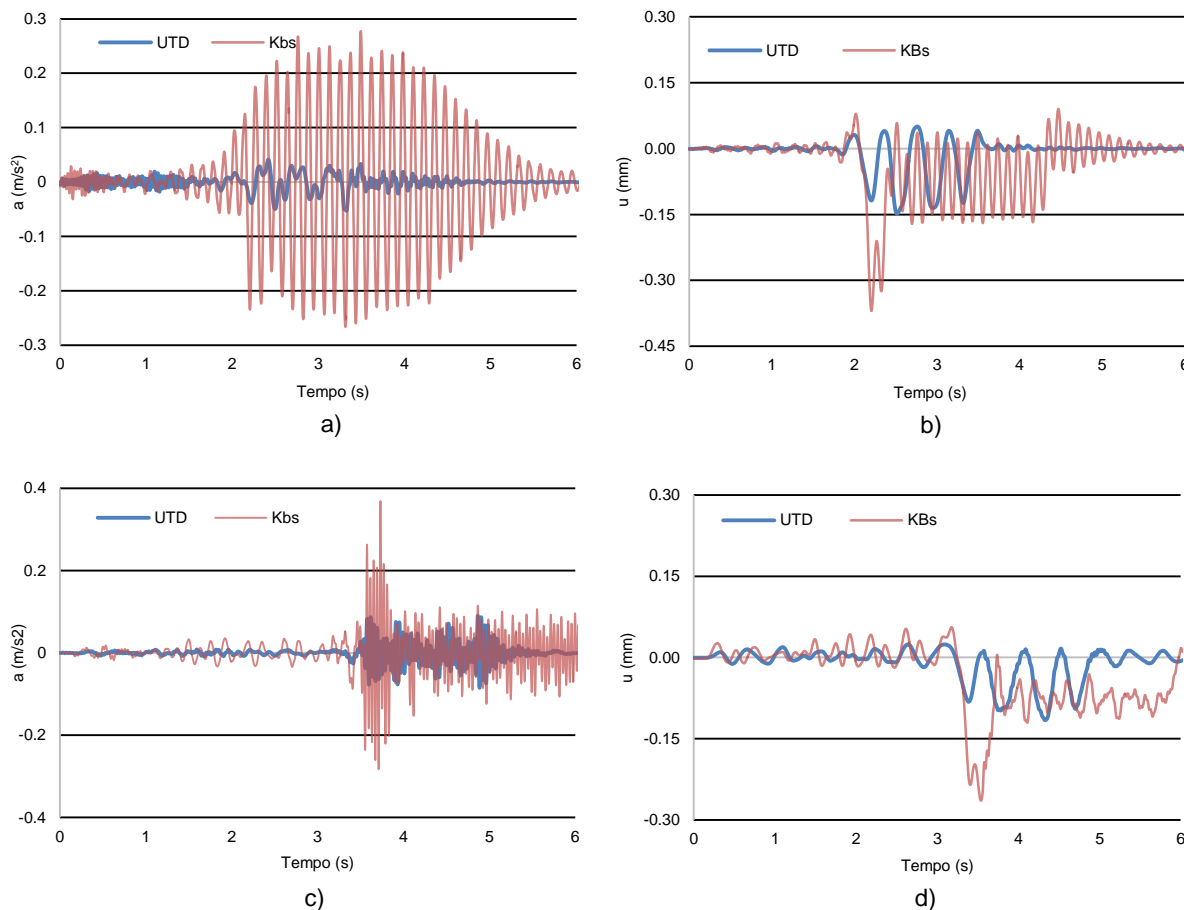


Figura 6.39 – Registos temporais comparativos da passagem do comboio de mercadorias e do comboio UTD ;  
 a) acelerações no arco 12 à velocidade de 210 km/h; b) deslocamentos no arco 12 à velocidade de 210 km/h;  
 c) acelerações no arco 16 à velocidade de 180 km/h; d) deslocamentos no arco 16 à velocidade de 180 km/h

Adicionalmente, representam-se na Figura 6.40 o autoespectro da resposta da estrutura e a assinatura dinâmica do comboio UTD em frequências, para a velocidade de 210 km/h. De notar uma clara correspondência entre a ação e a resposta, não havendo no entanto uma concentração da energia num valor de frequência, uma vez que a velocidade em causa não é ressonante.

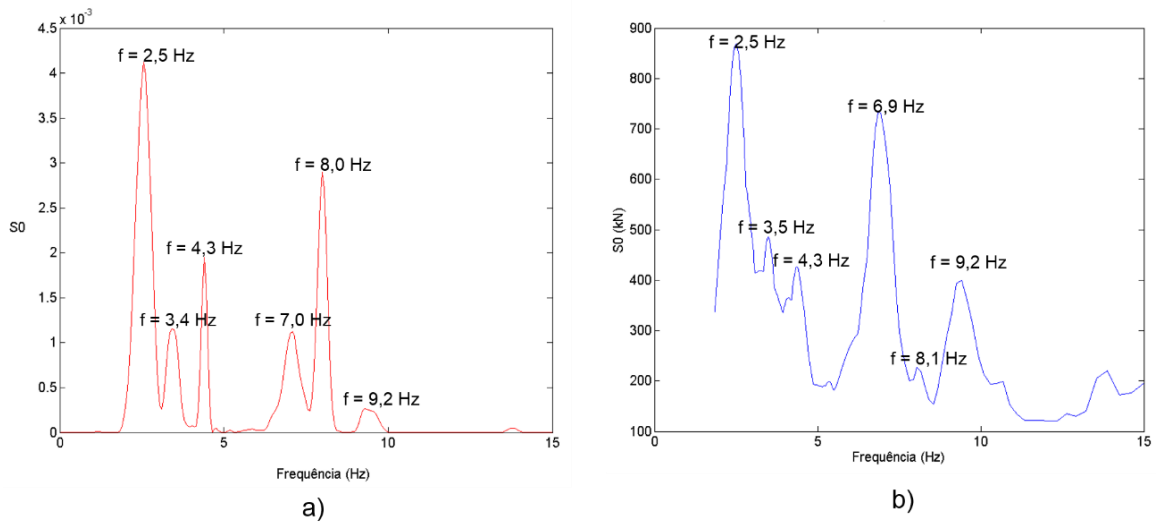


Figura 6.40 – a) Autoespectro da resposta no centro do arco 12 para a passagem do comboio UTD à velocidade de 200 km/h; b) Assinatura dinâmica do comboio UTD para a velocidade de 200 km/h.

# 7

## CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 7.1. CONCLUSÕES GERAIS

O desenvolvimento deste trabalho teve em vista a realização de análises dinâmicas de uma ponte em arco de alvenaria de pedra – a ponte de Durrães – da forma mais realista possível. Neste sentido, desenvolveram-se um conjunto de ferramentas para permitir a obtenção de resultados confiáveis de forma a melhor interpretar o comportamento dinâmico desta estrutura e a sua interação com o veículo.

Uma dessas ferramentas consistiu na criação de um modelo numérico de um comboio de mercadorias, que permitiu realizar uma simulação da passagem desta composição sobre a ponte, e estudar o sistema ponte-comboio. O processo associado ao ensaio de identificação modal e à posterior calibração do modelo numérico revelou-se essencial na construção do modelo utilizado nas análises de interação.

No que diz respeito à ponte, foi utilizado um modelo que apresenta alguma complexidade, uma vez que nele foram incluídos bastantes detalhes avaliados experimentalmente da ponte de Durrães.

Em termos de análises dinâmicas, o trabalho focou-se na avaliação da influência de diversos parâmetros da resposta dinâmica e na interpretação dos resultados obtidos.

Foi avaliada a sensibilidade ao amortecimento da ponte, pois os dados existentes baseavam-se exclusivamente no ensaio de vibração ambiental e em referências bibliográficas, uma vez que não existe um coeficiente de amortecimento estabelecido regulamentarmente para este tipo de estruturas. Assim, conhecendo o intervalo de valores usual para este tipo de estruturas, aceitou-se o valor de 3% associado ao primeiro modo vertical identificado. De notar que se observa que o amortecimento tem maior relevância na resposta em velocidades ressonantes. No caso das análises desenvolvidas no contexto deste trabalho o erro introduzido pela incerteza associada a este parâmetro não é grande, uma vez que não se detetam fenómenos de amplificação acentuada da resposta para a gama de velocidades estudadas.

A avaliação do número de modos de vibração a incluir na resposta é também de grande importância para a obtenção de resultados realistas. Uma vez que o TBI utiliza a sobreposição modal apenas para a resolução da ponte, avaliou-se a influência do número de modos desta estrutura na resposta, em termos de acelerações. Concluiu-se que à medida que aumenta o número de modos considerados, a resposta em acelerações é também crescente, identificando-se no entanto uma gama de frequências extremamente importante na resposta, da ordem dos 7 a 10 Hz. Esta gama de frequências está associada aos primeiros modos com participação vertical dos diferentes arcos da estrutura. Desta forma, foram considerados 133



modos, o que corresponde à condição regulamentar de frequências até 30 Hz para a avaliação de acelerações.

No que diz respeito ao tipo de análise utilizado, as análises comparativas de cargas móveis e interação permitiram verificar a baixa influência do tipo de análise para esta gama de velocidades, sendo praticamente nula em deslocamentos e apresentando diferenças da ordem dos 7% em acelerações para velocidades ressonantes, associado ao amortecimento introduzido pela estrutura do comboio.

Conhecidas as irregularidades reais existentes na via, foi avaliada a influência da consideração de irregularidades. No que diz respeito à ponte, foram avaliados os arcos 12 e 16, tendo-se verificado um aumento considerável da resposta da ponte em termos de acelerações máximas absolutas com consideração de irregularidades. As irregularidades da via mostraram ter uma grande influência na resposta do veículo.

Em termos de interpretação da resposta dinâmica da ponte, concluiu-se que não é possível a identificação clara de velocidades ressonantes em todos os arcos. A partir das frequências de 7 a 10 Hz existem diversos modos com participação vertical dos diversos arcos da estrutura, com frequências próximas e muitas vezes com ordenadas modais de sentido oposto. Em alguns casos em que os modos se encontrem mais isolados é possível identificar velocidades ressonantes, como é o caso dos arcos 12 e 13 à velocidade de 210 km/h, tendo por isso o arco 12 sido alvo de diversas análises ao longo deste trabalho.

Para melhor interpretar os resultados obtidos, foram analisados os autoespectros da resposta no centro dos arcos 12 e 16, tendo a comparação com a assinatura dinâmica do comboio permitido concluir que a resposta em frequência é dominada pela ação.

Uma análise global dos valores obtidos aponta para acelerações máximas da ordem de  $0,45 \text{ m/s}^2$ , bastante distante do limite regulamentar de  $3,5 \text{ m/s}^2$ . Em termos de deslocamentos, globalmente não se verificam deslocamentos superiores a 0,6 mm, muito inferior ao limite regulamentar de  $L/600 = 14 \text{ mm}$ , o que mostra que a ponte se trata de uma estrutura muito rígida.

No que diz respeito à análise do veículo de mercadorias, concluiu-se que as extremidades da caixa são as zonas de maiores valores de acelerações e que existe uma forte influência do primeiro modo de flexão (4,88 Hz) na resposta em acelerações. A ordem de grandeza dos valores de acelerações para uma velocidade de circulação de 210 km/h está entre 4 e  $6 \text{ m/s}^2$ , o que se revela bastante elevado, não existindo no entanto qualquer valor normativo que limite esta aceleração.

Por último, procedeu-se a uma comparação de respostas entre o comboio de mercadorias e o comboio UTD, no sentido de avaliar o comportamento da ponte perante a passagem de um veículo de passageiros com um esquema de cargas distinto e que circula habitualmente na linha. Concluiu-se que o comboio UTD se revela pouco agressivo para a estrutura em comparação com o comboio de mercadorias.

## **7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Para trabalhos futuros, sugerem-se os seguintes tópicos para complementar este estudo:

- Desenvolvimento de um modelo não linear para as suspensões do veículo, o que traduziria melhor o seu verdadeiro comportamento;
- Realização de um ensaio dinâmico do veículo de mercadorias em movimento ao longo da linha do Minho;
- Introdução de elementos de junta no modelo numérico da ponte, o que permitiria realizar algumas verificações locais de determinados elementos de uma forma mais realista;
- Desenvolvimento de um modelo numérico do comboio UTD;
- Realização de uma análise mais completa com o comboio UTD, uma vez que se trata do comboio de passageiros que circula habitualmente na linha. Os valores de acelerações avaliados para o comboio de mercadorias são muito elevados, pelo que seria interessante numa análise de interação avaliar as acelerações sentidas pelos passageiros e verificar a gama de velocidades que cumprem os requisitos de conforto;
- Procurar definir valores de amortecimento a introduzir no regulamento atual;



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Commission, E., *Compreender as políticas da União Europeia: Transportes*, 2014, Publications Office of the European Union:
- [2] Commission, E., *EU Transport in Figures: Statistical Pocketbook*, 2011, Publications Office of the European Union:
- [3] <http://inea.ec.europa.eu/en/ten-t>, Acedido em Março de 2015.
- [4] *Plano Estratégico dos Transportes e Infraestruturas - Horizonte 2014-2020*, 2014.
- [5] Azcarate, J. and Sanchez, A.P., *Historia del arte*, 1996, Anaya Publishers: España.
- [6] Sevin, M.E., *Cours de Ponts en Maçonnerie*, 1946, Eyrolles, Paris:
- [7] Cai, Y., *Detailed numerical simulation of experiments on masonry arch bridges using 3D FE*, Master's Thesis, UPC, Barcelona, 2011.
- [8] [www.enpc.fr](http://www.enpc.fr), Acedido em Março de 2015.
- [9] [www.paris1900.lartnouveau.com](http://www.paris1900.lartnouveau.com), Acedido em Março de 2015.
- [10] Bell, B., *European railway bridge demography*. European FP, 2004, p.
- [11] Costa, C.M.R., *Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra*, Tese de Doutoramento, FEUP, 2009.
- [12] [www.vefatravel.com](http://www.vefatravel.com), Acedido em Março de 2015.
- [13] [www.structurae.info/ouvrages](http://www.structurae.info/ouvrages), Acedido em Março de 2015.
- [14] [www.patrimoniocultural.pt](http://www.patrimoniocultural.pt), Acedido em Março de 2015.
- [15] [www.hotelniagararimini.eu](http://www.hotelniagararimini.eu), Acedido em Março de 2015.
- [16] [www.skyscrapercity.com](http://www.skyscrapercity.com), Acedido em Março de 2015.
- [17] [www.pontesvida.wordpress.com](http://www.pontesvida.wordpress.com), Acedido em Março de 2015.
- [18] Costa, C., et al. *Avaliação experimental e numérica dos parâmetros modais da ponte ferroviária de Durrães*. in Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Year, p.
- [19] [www.builderbill-diy-help.com/three-centre-arch](http://www.builderbill-diy-help.com/three-centre-arch), Acedido em Março de 2015.
- [20] [www.chestofbooks.com](http://www.chestofbooks.com), Acedido em Março de 2015.
- [21] Pluijm, v.d.R.R., *Out-of-plane bending of masonry: behaviour and strength*, Technische Universiteit Eindhoven, 1999.
- [22] Vasconcelos, G., *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls*, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, 2005.

- [23] Ramos, L.F., *Análise experimental e numérica de estruturas históricas de alvenaria*, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, 2002.
- [24] Lourenco, P.B., *Computational strategies for masonry structures*, Doctoral thesis, Delft University of Technology, 1996.
- [25] Kooharian, A., *Limit Analysis of Voussoir (Segmental) and Concrete Archs*. ACI Journal Proceedings, 1952, p. 317-328.
- [26] Rouxinol, G.A.F., *Modelação e avaliação estrutural de pontes em arco de alvenaria*, Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, 2007.
- [27] Heyman, J., *The stone skeleton*. International Journal of solids and structures, 1966, p. 249-279, Elsevier,
- [28] de Matos Fernandes, M., *Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais*, 2006, FEUP edições: Porto.
- [29] EN1991-2, *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on Bridges*, 2003, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- [30] EN1990-A2, *Eurocode 0: Basis of structural design - Annex A2: Applications for bridges*, 2010, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- [31] James, G., *Analysis of traffic load effects on railway bridges*, Doctoral thesis, KTH, 2003.
- [32] Goicolea, J., et al., *New dynamic analysis methods for railway bridges in codes IAPF and Eurocode 1*. Railway Bridges: Design, Construction and Maintenance, 2002, p. Madrid, Spain.
- [33] Zhai, W., Wang, K., and Lin, J., *Modelling and experiment of railway ballast vibrations*. Journal of sound and vibration, 2004, p. 673-683.
- [34] Zacher, M. and Baeßler, M., *Dynamic behaviour of ballast on railway bridges*. Dynamics of High-Speed Railway Bridges, 2008, p. Taylor & Francis,
- [35] Ribeiro, D.R.F., *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, 2004.
- [36] Fryba, L., *Dynamics of railway bridges*, 1996, Thomas Telford London:
- [37] Clough, R.W. and Penzien, J., *Dynamics of structures*, 1975, McGraw-Hill: New York.
- [38] Chopra, A.K., *Dynamics of structures*, 1995, Prentice Hall New Jersey.
- [39] ERRI-D214/RP9, *Railway bridges for speeds >200 km/h final report ERRI D214/RP*, 2001, European Rail Research Institute Utrecht.
- [40] Ribeiro, D., *Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental*, Tese de Doutoramento, FEUP, 2012.

- [41] Calçada, R.A.B., *Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, 1995.
- [42] [www.cpcarga.pt/templates/cpcarga/vagoes](http://www.cpcarga.pt/templates/cpcarga/vagoes), Acedido em Junho de 2015.
- [43] Hoffmann, M., *Dynamics of European two-axle freight wagons*, PhD Thesis, Technical University of Denmark, 2006.
- [44] Hoffmann, M. and True, H., *Dynamics of two-axle railway freight wagons with UIC standard suspension*. International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility, 2006, p. 139-146.
- [45] Piotrowski, J., *Model of the UIC link suspension for freight wagons*. Archive of Applied Mechanics, 2003, p. 517-532.
- [46] Jönsson, P.-A., *Multibody simulation model for freight wagons with UIC link suspension*, KTH, 2007.
- [47] Jönsson, P.-A., *Dynamic vehicle-track interaction of European Standard Freight Wagons with link suspension*, Doctoral thesis, KTH, 2007.
- [48] Bruni, S., et al., *Modelling of suspension components in a rail vehicle dynamics context*. Vehicle System Dynamics, 2011, p. 1021-1072.
- [49] Iwnicki, S., *Handbook of railway vehicle dynamics*, 2006, CRC press:
- [50] UIC Code 517 OR, *Wagons - Suspension gear - Standardisation*, International Union of Railways, 2007
- [51] Kwark, J., et al., *Dynamic behavior of two-span continuous concrete bridges under moving high-speed train*. Computers & structures, 2004, p. 463-474.
- [52] Pombo, J. and Ambrósio, J., *A multibody methodology for railway dynamics applications*, Doctoral thesis, Instituto Superior Técnico, 2004.
- [53] Brincker, R., Zhang, L., and Andersen, P. *Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition*. in Proc. of the 18<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference (IMAC), Year, San Antonio, Texas, p.
- [54] Brehm, M., Zabel, V., and Bucher, C., *An automatic mode pairing strategy using an enhanced modal assurance criterion based on modal strain energies*. Journal of Sound and Vibration, 2010, p. 5375-5392,
- [55] Magalhães, F., *Identificação Modal Estocástica e Validação Experimental de Modelos Numéricos de Análise Dinâmica*, Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, 2003.
- [56] Liu, W., et al., *Optimal sensor placement for spatial lattice structure based on genetic algorithms*. Journal of Sound and Vibration, 2008, p. 175-189.
- [57] "O dia em que o comboio real parou sobre a Ponte Seca", Jornal de Barcelos, 21 de Novembro de 2001
- [58] Costa, C., *Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário*, Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, 2002.

- [59] TATA, *TATA Steel, Rail Technical Guide*. p.
- [60] Caglayan, B.O., Ozakgul, K., and Tezer, O., *Assessment of a concrete arch bridge using static and dynamic load tests*. *Structural Engineering and Mechanics*, 2012, p. 83-94.