U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES COM TABULEIRO PRÉ-FABRICADO EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE

ANDREIA GOMES MEIXEDO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ 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

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 - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012*.

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

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

Aos meus Pais e irmã

“Não há velocidade que possa competir com a velocidade do pensamento.”

Cícero

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho não teria sido possível sem o apoio de várias pessoas a quem gostaria de deixar os meus sinceros agradecimentos:

- Ao Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado, por ter possibilitado a oportunidade de realizar esta dissertação e por se revelar um exemplo de sabedoria e dedicação no desempenho da sua carreira académica e profissional.
- Ao Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada, pela atenção incansável, pela boa disposição interminável mesmo após longas horas de trabalho, pelos conhecimentos transmitidos e pela motivação para a temática da Ferrovia e da Alta Velocidade.
- Ao Professor Doutor Xavier das Neves Romão, pela disponibilidade imediata demonstrada para apoiar na realização de um programa de cálculo.
- Ao Engenheiro Diogo Ribeiro, por ser o autor do TBI, o programa que esteve na base das análises dinâmicas da presente dissertação, pela disponibilização do seu computador e principalmente pelos ensinamentos, pelos conselhos e pela atenção assídua.
- Ao grupo de investigação de alta velocidade do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, em especial aos Engenheiros João Francisco Rocha pelo apoio precioso e incansável em todas as questões relacionadas com o ANSYS, João Miguel Rocha pelo esclarecimento de dúvidas e por toda a bibliografia que forneceu, Joel Malveiro pela atenção com que sempre me recebeu e elucidou acerca de diferentes aspetos relacionados com o viaduto de Alverca, ao Pedro Montenegro e Sérgio Neves que forneceram prontamente as suas ferramentas de cálculo. Foram um grupo que me aconselhou e apoiou sem reservas ao longo de todo o período de realização da tese.
- À amiga Cristiana, pelo apoio incessante e por se revelar um exemplo de humildade, companheirismo e amizade durante a realização desta tese. Por ser uma pessoa a quem pude sempre recorrer sem reticências, com quem dividi dúvidas e inseguranças, com quem cresci tanto pessoal como academicamente.
- Aos meus amigos, que estiveram sempre presentes para me apoiar, ensinar, acompanhar e motivar nesta aventura de cinco anos.
- Ao Tiago, por ser o primeiro a prestar ajuda independentemente da hora ou da disponibilidade, por me dar um fôlego extra quando o cansaço parecia dominar, por ser compreensivo quando o trabalho falou mais alto, por ser a pessoa maravilhosa que complementa a minha vida todos os dias.
- À minha família, em especial aos meus pais e irmã, porque são os principais responsáveis pelo meu crescimento e evolução, porque me apoiaram toda a minha vida de forma incondicional e, por me tornaram numa pessoa amada, responsável e muito feliz.

RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo primordial estudar o comportamento dinâmico para alta velocidade do viaduto Flyover de Alverca, por intermédio de análises com interação entre a ponte e o comboio e posterior confronto com os resultados obtidos através do método de cargas móveis, incluindo as verificações regulamentares. A estrutura em foco localiza-se no troço ferroviário Linha do Norte que liga Lisboa ao Porto. Apresenta uma tipologia pré-fabricada com um comprimento total de 1091 m e caracteriza-se por vãos simplesmente apoiados, cuja dimensão é variável entre 16,5 m e 21,0 m. Por outro lado, os comboios escolhidos para interagir com o viaduto foram o articulado TGV Duplo e o convencional Alfa Pendular.

Com efeito, para realizar as análises dinâmicas teve-se por base o modelo numérico do viaduto desenvolvido em teses anteriores. Adicionalmente foram considerados os resultados derivados do ensaio experimental de vibração ambiental. Por intermédio deste ensaio foi possível avaliar o amortecimento dos principais modos de vibração da estrutura.

No que se refere à modelação dos comboios, por um lado, recorreu-se a um modelo numérico já existente do Alfa Pendular; por outro, efetuou-se toda a modelação do TGV Duplo com o auxílio do software ANSYS 12.0. Este modelo numérico foi desenvolvido em 3D e baseou-se em parâmetros expostos na norma ERRI D 214/RP 9, englobando a modelação de um sistema de um grau de liberdade massa-mola-amortecedor que visa simular o assento/passageiro. Deste modo, foi possível aferir com rigor o nível de conforto dos passageiros e a importância da modelação deste conjunto.

Durante as análises dinâmicas constatou-se o quão relevante é uma correta definição de parâmetros como o amortecimento, o incremento de tempo ou o número de modos de vibração. Complementarmente, durante a análise com interação foram adicionadas as irregularidades reais da via, o que possibilitou um estudo mais apurado. É de notar que tanto as análises com cargas móveis como as análises com interação realizaram-se por intermédio do programa de cálculo TBI (*Train-Bridge Interaction*).

A avaliação do comportamento dinâmico do viaduto de Alverca à passagem do TGV Duplo resultou da comparação dos resultados entre cargas móveis e interação, da avaliação das acelerações máximas absolutas e deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade e da realização de gráficos de superfície em termos de envolvente de acelerações e deslocamentos. Efetuou-se ainda uma comparação simples entre as frequências obtidas numericamente e a assinatura do comboio. Por outro lado, compararam-se os resultados das análises com cargas móveis à passagem do Alfa Pendular e do TGV. Para a passagem do Alfa Pendular sobre o viaduto de Alverca à velocidade de 185 km/h observaram-se as respostas temporais no viaduto e no interior do comboio. Durante este processo executaram-se, ainda, verificações regulamentares relacionadas com a segurança estrutural, a segurança da via e o conforto dos passageiros.

PALAVRAS-CHAVE: alta velocidade, viaduto pré-fabricado, comboio, interação ponte-comboio, conforto dos passageiros.

ABSTRACT

This dissertation primarily aims to study the dynamic behavior for high-speed on the Alverca Flyover overpass through analysis with interaction between the bridge and the train, and afterwards, comparison the results obtained by the method of moving loads while meeting regulatory checks. The structure in focus, is located in the North Line railway section that links Lisbon to Porto. It presents a precast typology, boasting a total length of 1091 m and is characterized by simply supported spans whose size varies between 16.5 m and 21.0 m. On the other hand, trains chosen to interact with the viaduct are articulated TGV Double and the conventional Alfa Pendular.

Indeed, the dynamic analysis was based on the numerical model of viaduct developed in the previous theses. Additionally, were considered the results from the ambient vibration test and was possible to assess the damping of the primary modes of vibration of the structure.

In regards to the modeling of the trains on the one hand, was used an existent numerical model of Alfa Pendular, on the other, made up the entire modeling of the TGV Double with the aid of ANSYS 12.0. This numerical model was developed in 3D and was based on parameters set out in the standard ERRI D214/RP9, encompassing the modeling of a system of one degree of freedom mass-spring-damper which aims to simulate the passenger/seat. Thus it was possible to ascertain with some confidence the level of passenger comfort and the importance of modeling this set.
During the dynamic analysis, it was observed how relevant is a correct definition of parameters as the damping, the increment of time or the number of vibration modes. Additionally, during the analysis with interaction, the actual track irregularities were adeed, which allowed a more accurate and reliable study. It should be noted that both the analysis with moving loads such as interaction were performed through the calculation program TBI (*Train Bridge Interaction*).

The evaluation of the dynamic behavior for the TGV Double on the Alverca Flyover resulted from the comparison of results between moving loads and interaction, assessment of absolute maximum accelerations and absolute maximum displacements due to the speed and performance of the graphics surrounding area in terms of acceleration and displacement. It also was made a simple comparison between the frequencies obtained numerically and the signature of the train. On the other hand, were compared the results of the analysis of moving loads with the passage of Alfa Pendular and the TGV. For the speed of 185 km/h of Alfa Pendular on the Alverca Flyover were observed temporal responses in the bridge and inside the train. During this process, regulations checks related to safety structural, safety track and passenger comfort were also executed.

KEYWORDS: high-speed, precast flyover, train, train-bridge interaction, passenger comfort.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS ..... **I**

RESUMO ..... **III**

ABSTRACT ..... **V**

1 INTRODUÇÃO **1**

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO **1**
1.2. PONTES E VIADUTOS COM TABULEIRO PRÉ-FABRICADO **6**
1.3. OBJETIVOS E CONTEÚDOS DA DISSERTAÇÃO **8**

2 ASPETOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS **11**

2.1. INTRODUÇÃO **11**
2.2. AÇÕES DE CÁLCULO **11**
2.2.1. EFEITOS ESTÁTICOS 11
2.2.1.1 Modelo de tráfego ferroviário LM71 12
2.2.1.2 Modelos de tráfego ferroviário SW/0 e SW/2 12
2.2.1.3 Modelo de comboio descarregado (“Unloaded Train”) 13
2.2.1.4 Consideração dos efeitos dinâmicos nas análises estáticas 14
i. Fator de amplificação dinâmica para comboios reais 14
ii. Fator Dinâmico 16
2.2.2. EFEITOS DINÂMICOS 17
2.2.2.1 Verificação da necessidade de realização da análise dinâmica 18
2.2.2.2 Modelos de tráfego ferroviário a utilizar em análises dinâmicas 20
2.2.2.3 Parâmetros a utilizar no cálculo dinâmico da estrutura 25
i. Gama de velocidades 25
ii. Rigidez…….. 26
iii. Massa……. 26
iv. Amortecimento 26
2.3. ESTADOS LIMITE ESPECÍFICOS DAS PONTES E VIADUTOS FERROVIÁRIOS **29**
2.3.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL (ELU) 29
2.3.2. ESTABILIDADE DA VIA 30
2.3.3. CONFORTO DOS PASSAGEIROS 32

3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA **35**

3.1. INTRODUÇÃO **35**
3.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA **36**
3.2.1. ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO 36
3.2.1.1 Equação de equilíbrio dinâmico 36
3.2.1.2 Consideração de cargas móveis 37
3.2.1.3 Resolução da equação de equilíbrio dinâmico 38
i. Método de Integração Direta 38

ii.Método da sobreposição modal 39
3.2.2. ANÁLISE COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO 40
3.3. DESCRIÇÃO DA APLICAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA EM ANSYS-MATLAB 43

4 CARACTERIZAÇÃO E MODELAÇÃO DO VIADUTO DE ALVERCA 47
4.1. INTRODUÇÃO 47
4.2. O FLYOVER DE ALVERCA 47
4.2.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E PROPRIEDADES DA ESTRUTURA 54
4.2.1.1 Viga Caixão 54
4.2.1.2 Balastro 55
4.2.1.3 Travessas 55
4.2.1.4 Palmilhas 55
4.2.1.5 Carris 56
4.2.1.6 Condições de Apoio 56
4.3. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES SOBRE O VIADUTO DE ALVERCA 57
4.3.1. ESTUDOS DESENVOLVIDOS POR FERNANDES 57
4.3.2. ESTUDOS DESENVOLVIDOS POR HORAS 58
4.4. MODELAÇÃO DO VIADUTO 60
4.4.1. MODELO NUMÉRICO A 60
4.4.1.1 Malha de elementos finitos 61
4.4.1.2 Viga Caixão 61
4.4.1.3 Balastro 61
4.4.1.4 Palmilhas, travessas e carris 62
4.4.1.5 Zonas de ligação 63
4.4.1.6 Condições de apoio 63
4.4.1.7 Elementos não estruturais 64
4.4.1.8 Ligação de continuidade 64
4.4.2. MODELO NUMÉRICO B 64
4.5. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL 66
4.5.1.1 Fase 1: parâmetros modais globais da estrutura 67
4.5.1.2 Fase 2: parâmetros modais locais da estrutura 69

5 MODELAÇÃO DOS COMBOIOS 73
5.1. INTRODUÇÃO 73
5.2. OS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE 74
5.2.1. COMBOIOS ARTICULADOS 74
5.2.1.1 TGV (Train à Grande Vitesse) 74
5.2.1.2 Thalys 2 75
5.2.1.3 EUROSTAR 75
5.2.2. COMBOIOS CONVENCIONAIS 76
5.2.2.1 ETR-Y500 (Elettro Treno Rapido) 76
5.2.2.2 ICE2 (InterCity Express) 76
5.2.2.3 Virgin 77
5.2.2.4 Alfa Pendular 78
5.2.3. COMBOIOS REGULARES 78
5.2.3.1 TALGO AVE (Tren Articulado Ligero Goicoechea Oriol – Alta velocidad Española) 78
5.2.4. COMBOIOS DE AV NA ÁSIA 79
5.2.4.1 Japão 79

5.2.4.2 China 79
5.2.4.3 Ilha Formosa 80
5.2.4.4 Coreia 80
5.3. MODELAÇÃO DO TGV 81
5.3.1. ASSINATURA DINÂMICA DO TGV 81
5.3.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA BIDIMENSIONAL 82
5.3.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL 84
5.3.4. PROPRIEDADES DINÂMICAS DO COMBOIO 87
5.3.5. ANÁLISE MODAL 89
5.4. MODELAÇÃO DO ALFA PENDULAR 95
5.4.1. ASSINATURA DINÂMICA DO ALFA PENDULAR 95
5.4.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA 96
5.4.3. PROPRIEDADES DINÂMICAS DO COMBOIO 100
5.4.4. ANÁLISE MODAL 102

6 COMPORTAMENTO DINÂMICO DO VIADUTO DE ALVERCA 105
6.1. INTRODUÇÃO 105
6.2. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS UTILIZADOS NO CÁLCULO DINÂMICO 105
6.2.1. GRANDEZAS EXTRAÍDAS DA ANÁLISE DINÂMICA 105
6.2.1.1 Viaduto 106
6.2.1.2 Comboios 107
6.2.2. GAMA DE VELOCIDADES 108
6.2.3. IRREGULARIDADES 108
6.2.4. INCREMENTO DE TEMPO 110
6.2.5. AMORTECIMENTO 111
6.2.6. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA ANÁLISE DO VIADUTO 115
6.3. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO DE ALVERCA À PASSAGEM DO TGV DUPLO 119
6.3.1. COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISES COM CARGAS MÓVEIS E INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO 119
6.3.2. ANÁLISE DA RESPOSTA DO VIADUTO DE ALVERCA 122
6.3.3. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DO TGV 130
6.3.4. ASSINATURA DINÂMICA DO TGV VS RESULTADOS NUMÉRICOS 139
6.3.5. INFLUÊNCIA DAS IRREGULARIDADES DA VIA 141
6.3.5.1 Análise da resposta do viaduto de Alverca 141
6.3.5.2 Análise da resposta dinâmica do TGV 145
6.4. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO DE ALVERCA À PASSAGEM DO ALFA PENDULAR 148
6.4.1. ANÁLISE DA RESPOSTA DO VIADUTO DE ALVERCA 148
6.4.2. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DO ALFA PENDULAR PARA A VELOCIDADE DE 185 KM/H 157

7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 159
7.1. CONCLUSÕES GERAIS 159
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 162

BIBLIOGRAFIA 165

ANEXO A1 ..... A1

ANEXO A2 ..... A3

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – EMISSÕES DE CO2: COMPARAÇÃO ENTRE O COMBOIO, CARRO E AVIÃO [2] 1
FIGURA 1.2 – OCUPAÇÃO DO TERRITÓRIO: COMPARAÇÃO ENTRE A AUTOESTRADA E A LINHA DE ALTA VELOCIDADE [2] 2
FIGURA 1.3 – RAPIDEZ: EXEMPLOS DE REDUÇÃO DOS TEMPOS DE VIAGEM COM A INSERÇÃO DA ALTA VELOCIDADE [2] 2
FIGURA 1.4 – ECONOMIA: MÉDIA DOS CUSTOS EXTERNOS PARA OS DIFERENTES MEIOS DE TRANSPORTE [2] 2
FIGURA 1.5 - GRÁFICO DA EVOLUÇÃO TEMPORAL DOS QUILÓMETROS DE VIAS DE ALTA VELOCIDADE [4] 3
FIGURA 1.6 - MAPA ILUSTRATIVO DA EVOLUÇÃO DA REDE DE ALTA VELOCIDADE NO MUNDO [4] 4
FIGURA 1.7 – REDE DE ALTA VELOCIDADE EUROPEIA DE 2011 E OS RESPETIVOS TROÇOS EM CONSTRUÇÃO [6] 5
FIGURA 1.8 – REDE FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE NA PENÍNSULA IBÉRICA [4] 5
FIGURA 1.9 – PONTE JAPONESA IBI GAWA PRÉ-FABRICADA E CONSTRUÍDA POR AVANÇOS RECORRENDO A ADUELAS: A) PRÉ-FABRICAÇÃO DE ADUELAS EM BETÃO, B) E C) ELEVAÇÃO DAS ADUELAS ATRAVÉS DE UMA GRUA, D) OBRA CONCLUÍDA [11] 7
FIGURA 1.10 – PONTE CHINESA HANGZHOU: ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA CONSTRUÍDA COM RECURSO A VIGAS PRÉ-FABRICADAS [12] 8
FIGURA 2.1 – MODELO DE CARGA LM71 [15] 12
FIGURA 2.2 – MODELO DE CARGAS SW/0 E SW/2 [15] 13
FIGURA 2.3 - LIMITES SUPERIOR (1) E INFERIOR (2) DA FREQUÊNCIA NATURAL $\boldsymbol{no}$ DA PONTE PARA APLICABILIDADE DE $\boldsymbol{\varphi}$, EM FUNÇÃO DO VÃO $\boldsymbol{L}$ [15] 16
FIGURA 2.4 - COMPARAÇÃO DAS ENVOLVENTES REGULAMENTARES (PRODUTO DO DESLOCAMENTO ESTÁTICO POR $\boldsymbol{1+\varphi}$) COM ANÁLISES DINÂMICAS PARA OS COMBOIOS ICE2 E TGV DUPLO [8] 18
FIGURA 2.5 – FLUXOGRAMA DE APOIO À DECISÃO DE REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE [15] 19
FIGURA 2.6 – COMBOIO ARTICULADO DA REDE FERROVIÁRIA EUROPEIA DE ALTA VELOCIDADE [19] 20
FIGURA 2.7 – COMBOIO CONVENCIONAL DA REDE FERROVIÁRIA EUROPEIA DE ALTA VELOCIDADE [19] 20
FIGURA 2.8 – COMBOIOS REGULARES DA REDE FERROVIÁRIA EUROPEIA DE ALTA VELOCIDADE [19] 21
FIGURA 2.9 – ASSINATURA $\boldsymbol{S0}$ DOS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE EM CIRCULAÇÃO NAS LINHAS EUROPEIAS [20] 22
FIGURA 2.10 – MODELO DE CARGAS HSLM-A [15] 23
FIGURA 2.11 – COMPARAÇÃO DA ENVOLVENTE DA ASSINATURA DINÂMICA $(S0)$ DO MODELO HSLM-A COM OS DIFERENTES TIPOS DE COMBOIO DE ALTA VELOCIDADE EXISTENTES EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DE ONDA (λ) [21] 24
FIGURA 2.12 – CONFIGURAÇÃO GENÉRICA DO MODELO DE CARGA HSLM-B [15] 24
FIGURA 2.13 – DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE CARGAS PONTUAIS $\boldsymbol{N}$ E DO AFASTAMENTO UNIFORME $\boldsymbol{d}$ ENTRE CARGAS [15] 25
FIGURA 2.14 – VALORES DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO EM FUNÇÃO DO VÃO DO TABULEIRO [8] 27
FIGURA 2.15 – AMORTECIMENTO ADICIONAL $(\Delta\xi)$ EM FUNÇÃO DO VÃO $(\boldsymbol{L})$ [15] 28
FIGURA 2.16 – FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DO BALASTRO, EM FUNÇÃO DA FREQUÊNCIA DE EXCITAÇÃO (F) E DA ACELERAÇÃO (A) [8] 31
FIGURA 2.17 – FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DO BALASTRO, EM FUNÇÃO DA FREQUÊNCIA DE EXCITAÇÃO (F) E DA ACELERAÇÃO (A) [20] 31
FIGURA 2.18 – DEFLEXÃO VERTICAL MÁXIMA, EM PONTES FERROVIÁRIAS COM TRÊS OU MAIS VÃOS SIMPLESMENTE APOIADOS, EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE, PARA UM NÍVEL DE CONFORTO MUITO BOM [16] 33
FIGURA 3.1 - REPRESENTAÇÃO DA FUNÇÃO DE FORMA PARA A APLICAÇÃO DAS CARGAS POR EIXO NO NÓ *K* DO CARRIL [14] 37
FIGURA 3.2 – MODELO DE COMBOIO PARA ANÁLISES COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO (ADAPTADO DE [21]) 41
FIGURA 3.3 – EXEMPLOS DE DEFINIÇÃO DE BLOCOS PARA UM COMBOIO DO TIPO: A) CONVENCIONAL; B) ARTICULADO [28] 43
FIGURA 3.4 – DETERMINAÇÃO DA AMPLITUDE DAS IRREGULARIDADES POR INTERMÉDIO DE UMA INTERPOLAÇÃO CÚBICA [28] 45
FIGURA 4.1 – FLYOVER DE ALVERCA (VIADUTO NORTE): A) FOTOGRAFIA PANORÂMICA, B) FOTOGRAFIA PARCIAL 48
FIGURA 4.2 – LOCALIZAÇÃO DO FLYOVER DE ALVERCA 48
FIGURA 4.3 – ALÇADOS DOS VIADUTOS EM RAMPA: (A) SUL E (B) NORTE DO FLYOVER DE ALVERCA (RELAÇÃO DAS ESCALAS VERTICAL/HORIZONTAL=3/1) 49
FIGURA 4.4 – FOTOGRAFIA AÉREA DA ZONA PORTICADA DE CRUZAMENTO DE VIAS-FÉRREAS [13] 50

FIGURA 4.5 – FOTOGRAFIA DA ZONA PORTICADA DE CRUZAMENTO DE VIAS-FÉRREAS (SENTIDO NORTE-SUL) [13] 50
FIGURA 4.6 – SECÇÃO TRANSVERSAL DO VIADUTO NA ZONA DOS APOIOS 51
FIGURA 4.7 – LOCALIZAÇÃO TRANSVERSAL DA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO NO TRAMO DE 21 M 51
FIGURA 4.8 – APOIO DE NEOPRENO CINTADO TIPO F 52
FIGURA 4.9 – APOIO DE NEOPRENO CINTADO TIPO T 53
FIGURA 4.10 – LOCALIZAÇÃO DOS APOIOS TIPO F E TIPO T (RELAÇÃO DE ESCALAS VERTICAL/HORIZONTAL = 3/1) 53
FIGURA 4.11 – CORTE TRANSVERSAL DO APOIO DE NEOPRENO CINTADO 53
FIGURA 4.12 – ESPESSURAS (MM) DA VIGA PRÉ-FABRICADA, DA LAJE BETONADA *IN SITU* E DOS GUARDA-BALASTRO, ADOTADAS NO MODELO NUMÉRICO 54
FIGURA 4.13 – DIMENSÕES E POSICIONAMENTO DO BALASTRO 55
FIGURA 4.14 – DIMENSÕES DAS TRAVESSAS MODELADAS [14] 55
FIGURA 4.15 – COMPORTAMENTO DA PALMILHA DO MODELO COM MATERIAL ISOTRÓPICO (A) E ORTOTRÓPICO (B) [13] 56
FIGURA 4.16 – FOTOGRAFIA DA VIA-FÉRREA [14] 56
FIGURA 4.17 - EVOLUÇÃO DO ERRO DAS FREQUÊNCIAS AO LONGO DO PROCESSO DE CALIBRAÇÃO [13] 58
FIGURA 4.18 – MODELO NUMÉRICO A DESENVOLVIDO POR FERNANDES [13] 60
FIGURA 4.19 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DA VIGA CAIXÃO DO VÃO DE 16,5 M 61
FIGURA 4.20 – MODELAÇÃO DO BALASTRO 62
FIGURA 4.21 – EXCENTRICIDADE ATRIBUÍDA AO CARRIL [13] 62
FIGURA 4.22 – MALHA GERADA PARA TRAVESSAS, PALMILHAS E CARRIS 62
FIGURA 4.23 – MODELAÇÃO DAS ZONAS DE LIGAÇÃO APLICANDO ELEMENTOS MPC184 63
FIGURA 4.24 – MODELAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO 64
FIGURA 4.25 – MODELAÇÃO DA LIGAÇÃO DE CONTINUIDADE JUNTO AO ENCONTRO DO VIADUTO 64
FIGURA 4.26 – COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS TIPOS DE MALHA DE ELEMENTOS FINITOS 65
FIGURA 4.27 – COMPARAÇÃO ENTRE A GEOMETRIA DO BALASTRO CONSIDERADA NOS MODELOS A E B 65
FIGURA 4.28 – MODELO NUMÉRICO TRIDIMENSIONAL FINAL DO VIADUTO DE ALVERCA: A) VISTA GLOBAL E PORMENOR DA LIGAÇÃO DE CONTINUIDADE; B) CORTE DO TABULEIRO 66
FIGURA 4.29 – PORMENOR DOS TRÊS TRAMOS A INSTRUMENTAR [32] 67
FIGURA 4.30 – PONTOS DE MEDIÇÃO DA FASE 1: A) PLANTA DOS TRÊS TRAMOS, B) CORTE TRANSVERSAL DO VIADUTO [31] 68
FIGURA 4.31 – MODOS DE VIBRAÇÃO GLOBAIS: A) EXPERIMENTAIS, B) NUMÉRICOS APÓS CALIBRAÇÃO [31] 69
FIGURA 4.32 – PONTOS DE MEDIÇÃO DA FASE 2 DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL [31] 70
FIGURA 4.33 – MODOS DE VIBRAÇÃO LOCAIS: A) EXPERIMENTAIS, B) NUMÉRICOS APÓS CALIBRAÇÃO [31] 71
FIGURA 5.1 – COMBOIO TGV [36] 74
FIGURA 5.2 – COMBOIO THALYS 2 [37] 75
FIGURA 5.3 - COMBOIO EUROSTAR A SAIR DO EUROTÚNEL [39] 75
FIGURA 5.4 – COMBOIO ETR-Y500 [40] 76
FIGURA 5.5 - COMBOIO ALEMÃO ICE2 [40] 77
FIGURA 5.6 - COMBOIO VIRGIN [41] 77
FIGURA 5.7 – COMBOIO PORTUGUÊS ALFA PENDULAR [42] 78
FIGURA 5.8 - COMBOIO TALGO-AVE2 [44] 78
FIGURA 5.9 - COMBOIOS SHINKANSEN SÉRIE 500, JR-MAGLEV E FASTECH 360, ILUSTRADOS DA ESQUERDA PARA DIREITA [3] 79
FIGURA 5.10 - COMBOIO TRANSRAPID DE XANGAI [46] 80
FIGURA 5.11 - COMBOIO THSR SHINKANSEN 700-T [47] 80
FIGURA 5.12 - COMBOIO KTX [48] 81
FIGURA 5.13 – COMBOIO TGV: A) ESQUEMA DAS CARGAS POR EIXO DE UM DOS DOIS VEÍCULOS, B) ASSINATURA DINÂMICA DO TGV DUPLO 82
FIGURA 5.14 – COMBOIO TGV DUPLO: A) ALÇADO [50]; B) MODELO DINÂMICO (ADAPTADO DE [50]); C) MODELO NUMÉRICO 2D COTADO; D) MODELO NUMÉRICO 2D COM APOIOS 83

FIGURA 5.15 – MODELO NUMÉRICO DO TGV DUPLO: A) VISTA LONGITUDINAL, B) VISTA DE CIMA, C) VISTA FRONTAL DA LOCOMOTIVA, D) VISTA TRIDIMENSIONAL, E) VISTA FRONTAL DA CARRUAGEM DE TRANSIÇÃO 85
FIGURA 5.16 – CARRUAGEM DE TRANSIÇÃO COM INDICAÇÃO DA TIPOLOGIA DOS ELEMENTOS UTILIZADOS NA MODELAÇÃO 85
FIGURA 5.17 – PORMENOR DA MODELAÇÃO: A) BOGIE INDEPENDENTE B) LIGAÇÃO ARTICULADA 86
FIGURA 5.18 – LOCALIZAÇÃO DAS RÓTULAS QUE POSSIBILITAM A ARTICULAÇÃO ENTRE AS CARRUAGENS 86
FIGURA 5.19 – PORMENOR DO SISTEMA ASSENTO/PASSAGEIRO NA CARRUAGEM DE TRANSIÇÃO 87
FIGURA 5.20 – MODOS DE VIBRAÇÃO DA PARTE ARTICULADA DO COMBOIO 90
FIGURA 5.21 – MODOS DE VIBRAÇÃO DA LOCOMOTIVA 91
FIGURA 5.22 – MODOS DE VIBRAÇÃO DOS BOGIES DA PARTE ARTICULADA DO COMBOIO 92
FIGURA 5.23 – MODOS DE VIBRAÇÃO DO BOGIE EXTREMO DA CARRUAGEM DE TRANSIÇÃO 93
FIGURA 5.24 – MODO DE VIBRAÇÃO DOS BOGIES DA CARRUAGEM DE TRANSIÇÃO E DA LOCOMOTIVA 93
FIGURA 5.25 – MODOS DE VIBRAÇÃO DOS BOGIES DA LOCOMOTIVA 94
FIGURA 5.26 – MODO DE VIBRAÇÃO DO SISTEMA PASSAGEIRO/ASSENTO NAS CARRUAGENS ARTICULADAS CENTRAIS 95
FIGURA 5.27 – COMBOIO ALFA PENDULAR COM IDENTIFICAÇÃO DAS CARRUAGENS [33] 95
FIGURA 5.28 – COMBOIO ALFA PENDULAR: A) ESQUEMA DE CARGAS, B) ASSINATURA DINÂMICA 96
FIGURA 5.29 – VEÍCULO BBN: A) ALÇADO; B) PLANTA INTERIOR [33] 97
FIGURA 5.30 – MODELO NUMÉRICO DO VEÍCULO BBN: A) PERSPETIVA; B) ALÇADO; C) VISTA DE TOPO 98
FIGURA 5.31 – BOGIE: A) ESQUEMA ILUSTRATIVA DE UM BOGIE; B) MODELO NUMÉRICO DO BOGIE [33] 99
FIGURA 5.32 – ACELERÓMETRO UTILIZADO NO ENSAIO DINÂMICO DO ASSENTO [33] 100
FIGURA 5.33 – MODOS DE VIBRAÇÃO DA CAIXA OBTIDOS POR VIA NUMÉRICA 103
FIGURA 5.34 – MODOS DE VIBRAÇÃO DOS BOGIES ALCANÇADOS POR VIA NUMÉRICA 104
FIGURA 6.1 – PLANTAS COM A INDICAÇÃO DE PONTOS DE CONTROLO DA RESPOSTA DINÂMICA 106
FIGURA 6.2 – ESQUEMA ELUCIDATIVO DA SIMBOLOGIA UTILIZADA EM CADA UM DOS DOIS COMBOIOS QUE CONSTITUEM O TGV DUPLO 107
FIGURA 6.3 – ESQUEMA QUE ILUSTRA A POSIÇÃO DOS PASSAGEIROS NO TGV 107
FIGURA 6.4 - ESQUEMA ELUCIDATIVO DA SIMBOLOGIA UTILIZADA EM CADA CARRUAGEM DO ALFA PENDULAR 108
FIGURA 6.5 - ESQUEMA QUE ILUSTRA A POSIÇÃO DOS PASSAGEIROS NO COMBOIO ALFA PENDULAR 108
FIGURA 6.6 – PERFIS DAS IRREGULARIDADES DA VIA AO LONGO DOS TRAMOS DO VIADUTO DE ALVERCA EM ESTUDO 109
FIGURA 6.7 - INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS NA ACELERAÇÃO, PARA O CENÁRIO B DE AMORTECIMENTO, EM DOIS NÓS DISTINTOS DO TRAMO DE 21,0M 112
FIGURA 6.8 – INFLUÊNCIA DO AMORTECIMENTO NA ACELERAÇÃO NUM NÓ SITUADO A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M 113
FIGURA 6.9 - INFLUÊNCIA DO AMORTECIMENTO NA ACELERAÇÃO NUM NÓ DO ENCONTRO ENTRE A LAJE SUPERIOR E A VIGA EM U PARA O TRAMO DE 21,0M 113
FIGURA 6.10 – MODOS DE VIBRAÇÃO LOCAIS DA CONSOLA 114
FIGURA 6.11 – MODOS DE VIBRAÇÃO LOCAIS DA LAJE SUPERIOR 114
FIGURA 6.12 – COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO ATRIBUÍDOS EM FUNÇÃO DO NÚMERO DO MODO 115
FIGURA 6.13 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M, À PASSAGEM DO TGV DUPLO (f_{LIM} DE 30 HZ E 60 HZ) 117
FIGURA 6.14 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M, À PASSAGEM DO TGV DUPLO (f_{LIM} DE 30 HZ E 60 HZ) 117
FIGURA 6.15 – DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M, À PASSAGEM DO TGV DUPLO (f_{LIM} DE 30 HZ E 60 HZ) 118
FIGURA 6.16 – DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M, À PASSAGEM DO TGV DUPLO (f_{LIM} DE 30 HZ E 60 HZ) 118
FIGURA 6.17 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS A MEIO VÃO DO TRAMO DE 16,5 M CONSIDERANDO ANÁLISES COM E SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO 119

FIGURA 6.18 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS A MEIO VÃO DO TRAMO DE 21,0 M CONSIDERANDO ANÁLISES COM E SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO 120
FIGURA 6.19 – DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS A MEIO VÃO DO TRAMO DE 16,5M CONSIDERANDO ANÁLISES COM E SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO 121
FIGURA 6.20 – DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS A MEIO VÃO DO TRAMO DE 21,0M CONSIDERANDO ANÁLISES COM E SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO 122
FIGURA 6.21 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS EM DIVERSOS NÓS DISPOSTOS LONGITUDINALMENTE AO LONGO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE DO COMBOIO TGV 123
FIGURA 6.22 - ENVOLVENTE DE ACELERAÇÕES MÁXIMAS DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M PARA A PASSAGEM DO TGV À VELOCIDADE DE 315 KM/H 123
FIGURA 6.23 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS EM DIVERSOS NÓS DISPOSTOS LONGITUDINALMENTE AO LONGO DO TRAMO DE 21,0 M EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE DO COMBOIO TGV 124
FIGURA 6.24 - ENVOLVENTE DE ACELERAÇÕES MÁXIMAS DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21 M PARA A PASSAGEM DO TGV À VELOCIDADE DE 440 KM/H 125
FIGURA 6.25 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS EM DIVERSOS NÓS DISPOSTOS LONGITUDINALMENTE AO LONGO DO TRAMO DE 16,5 M EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE DO COMBOIO TGV 126
FIGURA 6.26 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M PARA A PASSAGEM DO TGV À VELOCIDADE DE 315 KM/H 126
FIGURA 6.27 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS EM DIVERSOS NÓS DISPOSTOS LONGITUDINALMENTE AO LONGO DO TRAMO DE 21,0 M EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE DO COMBOIO TGV 127
FIGURA 6.28 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M PARA A PASSAGEM DO TGV À VELOCIDADE DE 440KM/H 127
FIGURA 6.29 – VERIFICAÇÃO REGULAMENTAR EM TERMOS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DE CADA TRAMO, À PASSAGEM DO TGV DUPLO 129
FIGURA 6.30 - ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS EM DIVERSOS NÓS DISPOSTOS TRANSVERSALMENTE NA LAJE SUPERIOR DE CADA TRAMO, EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE DO COMBOIO TGV 130
FIGURA 6.31 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS EM DIVERSOS NÓS DISPOSTOS TRANSVERSALMENTE NA LAJE SUPERIOR DE CADA TRAMO, EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE DO COMBOIO TGV 130
FIGURA 6.32 – ACELERAÇÃO MÁXIMA ABSOLUTA PARA OS LOCAIS MAIS E MENOS SOLICITADOS NO INTERIOR DO COMBOIO, EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE 131
FIGURA 6.33 – REGISTOS TEMPORAIS DE ACELERAÇÕES PARA OS LOCAIS MAIS E MENOS SOLICITADOS NO INTERIOR DO COMBOIO, À VELOCIDADE DE 425 KM/H 132
FIGURA 6.34 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS DO PASSAGEIRO EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE 134
FIGURA 6.35 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS REGISTADAS NO TGV DUPLO E NAS SECÇÕES A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DOS DOIS TRAMOS DO VIADUTO DE ALVERCA, EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE 135
FIGURA 6.36 – ACELERAÇÕES AO LONGO DO TEMPO NO 3º LUGAR DAS CARRUAGENS DE TRANSIÇÃO DO TGV, PARA DIFERENTES VELOCIDADES 136
FIGURA 6.37 – ACELERAÇÕES AO LONGO DO TEMPO NO 1º LUGAR DAS CARRUAGENS DE TRANSIÇÃO DO TGV, PARA DIFERENTES VELOCIDADES 137
FIGURA 6.38 - ACELERAÇÕES AO LONGO DO TEMPO NO 3º LUGAR DAS CARRUAGENS ARTICULADAS CENTRAIS DO TGV, PARA DIFERENTES VELOCIDADES 138
FIGURA 6.39 – RESPOSTA DINÂMICA EM ACELERAÇÕES NA SECÇÃO DE MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR, PARA A PASSAGEM DO TGV DUPLO ÀS VELOCIDADES DE 440 KM/H, PARA O TRAMO 21,0 M, E 315 KM/H, PARA O TRAMO 16,5M: A) REGISTOS TEMPORAIS, B) AUTOESPETROS, C) ASSINATURAS DINÂMICAS 140
FIGURA 6.40 – AUTOESPETRO NA SECÇÃO DE MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M, PARA A CIRCULAÇÃO DO TGV DUPLO À VELOCIDADE DE 440 KM/H 141

FIGURA 6.41 – CONFRONTO ENTRE AS ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS OBTIDAS PARA CARGAS MÓVEIS E COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO CONSIDERANDO OU NÃO IRREGULARIDADES DA VIA, A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M 142
FIGURA 6.42 – CONFRONTO ENTRE OS REGISTOS TEMPORAIS DAS ACELERAÇÕES SENTIDAS A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M À PASSAGEM DO TGV A 315 KM/H, CONSIDERANDO INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO, COM E SEM IRREGULARIDADES DA VIA 143
FIGURA 6.43 - CONFRONTO ENTRE AS ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS OBTIDAS PARA CARGAS MÓVEIS E COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO CONSIDERANDO OU NÃO IRREGULARIDADES DA VIA, A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M 143
FIGURA 6.44 - CONFRONTO ENTRE OS REGISTOS TEMPORAIS DAS ACELERAÇÕES SENTIDAS A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M À PASSAGEM DO TGV A 440 KM/H, CONSIDERANDO INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO COM E SEM IRREGULARIDADES DA VIA..... 144
FIGURA 6.45 - CONFRONTO ENTRE OS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS ALCANÇADOS PARA CARGAS MÓVEIS E COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO CONSIDERANDO OU NÃO IRREGULARIDADES DA VIA, A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M144
FIGURA 6.46 - CONFRONTO ENTRE OS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS ALCANÇADOS PARA CARGAS MÓVEIS E COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO CONSIDERANDO OU NÃO IRREGULARIDADES DA VIA, A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M145
FIGURA 6.47 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS, COM E SEM IRREGULARIDADES DA VIA, EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE, NO PASSAGEIRO E NA BASE DO ASSENTO MAIS SOLICITADOS..... 145
FIGURA 6.48 - CONFRONTO ENTRE OS REGISTOS TEMPORAIS DE ACELERAÇÕES COM E SEM IRREGULARIDADES DA VIA, PARA O LUGAR DO PASSAGEIRO E A BASE DO ASSENTO MAIS SOLICITADOS, QUANDO O TGV CIRCULA À VELOCIDADE DE 425 KM/H..... 146
FIGURA 6.49 - ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS DO PASSAGEIRO CONSIDERANDO OU NÃO IRREGULARIDADES DA VIA, EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE 148
FIGURA 6.50 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE PARA OS COMBOIOS TGV DUPLO E ALFA PENDULAR, A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M 149
FIGURA 6.51 - ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE PARA OS COMBOIOS TGV DUPLO E ALFA PENDULAR, A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M 150
FIGURA 6.52 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE PARA OS COMBOIOS TGV DUPLO E ALFA PENDULAR, A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 16,5 M 150
FIGURA 6.53 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE PARA OS COMBOIOS TGV DUPLO E ALFA PENDULAR, A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M 151
FIGURA 6.54 – REGISTOS TEMPORAIS PARA MEIO VÃO DO TRAMO DE 16,5 M PARA A VELOCIDADE DE 300 KM/H: A) ACELERAÇÕES E DESLOCAMENTOS À PASSAGEM DO ALFA PENDULAR, B) ACELERAÇÕES E DESLOCAMENTOS À PASSAGEM DO TGV DUPLO 152
FIGURA 6.55 - REGISTOS TEMPORAIS PARA MEIO VÃO DO TRAMO DE 16,5 M PARA A VELOCIDADE DE 330 KM/H: A) ACELERAÇÕES E DESLOCAMENTOS À PASSAGEM DO ALFA PENDULAR, B) ACELERAÇÕES E DESLOCAMENTOS À PASSAGEM DO TGV DUPLO 153
FIGURA 6.56 - REGISTOS TEMPORAIS PARA MEIO VÃO DO TRAMO DE 21,0 M PARA A VELOCIDADE DE 450 KM/H: A) ACELERAÇÕES E DESLOCAMENTOS À PASSAGEM DO ALFA PENDULAR, B) ACELERAÇÕES E DESLOCAMENTOS À PASSAGEM DO TGV DUPLO 154
FIGURA 6.57 - ACELERAÇÕES MÁXIMAS EM DIVERSOS NÓS DISTRIBUÍDOS LONGITUDINALMENTE AO LONGO DA LAJE SUPERIOR, PARA A PASSAGEM DO COMBOIO ALFA PENDULAR 155
FIGURA 6.58 – GRÁFICO DE SUPERFÍCIE EM TERMOS DE DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DA LAJE SUPERIOR, PARA A PASSAGEM DO ALFA PENDULAR À VELOCIDADE DE 300 KM/H, PARA O TRAMO 16,5 M, E A 460 KM/H, PARA O TRAMO DE 21,0 M 155
FIGURA 6.59 - VERIFICAÇÃO REGULAMENTAR EM TERMOS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL PARA A LAJE SUPERIOR, A MEIO VÃO DE CADA TRAMO, À PASSAGEM DO ALFA PENDULAR..... 156
FIGURA 6.60 – ACELERAÇÕES AO LONGO DO TEMPO A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M, À PASSAGEM DO ALFA PENDULAR A 185 KM/H..... 156
FIGURA 6.61 – DESLOCAMENTOS AO LONGO DO TEMPO A MEIO VÃO DA LAJE SUPERIOR DO TRAMO DE 21,0 M, À PASSAGEM DO ALFA PENDULAR A 185 KM/H..... 157
FIGURA 6.62 - ACELERAÇÕES AO LONGO DO TEMPO NOS QUATRO LUGARES AVALIADOS EM CADA UMA DAS QUATRO CARRUAGENS EM ESTUDO, PARA A CIRCULAÇÃO DO ALFA PENDULAR À VELOCIDADE DE 185 KM/H..... 158
FIGURA A2. 1 - ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE, NA BASE DO ASSENTO DO TGV DUPLO A4

FIGURA A2. 2 - ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS NA BASE DO ASSENTO DO TGV DUPLO ALCANÇADAS COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO COM E SEM IRREGULARIDADES DA VIA, EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE A6

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 2.1 – VALORES CARACTERÍSTICOS PARA AS CARGAS VERTICAIS DOS MODELOS DE CARGA SW/0 E SW/2 [15] 13
QUADRO 2.2 – CARACTERÍSTICAS DOS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE EUROPEUS [14] 21
QUADRO 2.3 – CARACTERÍSTICAS DO MODELO HSLM-A [15] 23
QUADRO 2.4 – VALORES DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO (ξ) PARA EFEITOS DE DIMENSIONAMENTO [15] 27
QUADRO 2.5 – ACELERAÇÃO VERTICAL LIMITE NO TABULEIRO DA ESTRUTURA [16] 30
QUADRO 2.6 – ACELERAÇÃO LIMITE NO TABULEIRO DA ESTRUTURA 32
QUADRO 2.7 – NÍVEIS DE CONFORTO RECOMENDADOS [16] 33
QUADRO 3.1 – ESQUEMA DA METODOLOGIA NUMÉRICA QUE CONSIDERA INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO [18] 42
QUADRO 4.1 – NÚMERO E LOCALIZAÇÃO LONGITUDINAL DOS CORDÕES DE ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO [13] 52
QUADRO 4.2 – PROPRIEDADES DO CARRIL UIC60 56
QUADRO 4.3 – MÓDULO DE DISTORÇÃO DO NEOPRENO (G), RIGIDEZ VERTICAL (kv) E RIGIDEZ HORIZONTAL $(k\boldsymbol{h})$ [14] 57
QUADRO 4.4 – VALORES DOS PARÂMETROS CALIBRADOS [13] 58
QUADRO 4.5 – COMPARAÇÃO ENTRE AS CARACTERÍSTICAS DO MODELO DE FERNANDES [13] (A) E O DE HORAS [14] (B) 59
QUADRO 4.6 - PROPRIEDADES DA ESTRUTURA ENCONTRADAS POR HORAS PARA AS ANÁLISES DINÂMICAS DO MODELO POR SOBREPOSIÇÃO MODAL [14] 59
QUADRO 4.7 – FREQUÊNCIAS NATURAIS E COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO GLOBAIS 68
QUADRO 4.8 – FREQUÊNCIAS NATURAIS E COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO LOCAIS 70
QUADRO 5.1 – TIPO DE ELEMENTOS UTILIZADOS 83
QUADRO 5.2 – PROPRIEDADES ATRIBUÍDAS ÀS LOCOMOTIVAS 88
QUADRO 5.3 – PROPRIEDADES ATRIBUÍDAS ÀS CARRUAGENS DE TRANSIÇÃO 88
QUADRO 5.4 – PROPRIEDADES ATRIBUÍDAS ÀS CARRUAGENS DE PASSAGEIROS 89
QUADRO 5.5 - PROPRIEDADES DOS AMORTECEDORES DO SISTEMA DE LIGAÇÃO LONGITUDINAL DAS CARRUAGENS 89
QUADRO 5.6 – TIPOLOGIA DOS ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS 97
QUADRO 5.7 – DISTRIBUIÇÃO DE MASSAS DO VEÍCULO BBN [33] 100
QUADRO 5.8 – CARACTERIZAÇÃO DOS PRINCIPAIS PARÂMETROS DO MODELO NUMÉRICO DA CAIXA [33] 101
QUADRO 5.9 – CARACTERIZAÇÃO DOS PRINCIPAIS PARÂMETROS DO MODELO NUMÉRICO DO BOGIE [33] 102
QUADRO 5.10 – FREQUÊNCIAS NATURAIS RELATIVAS AOS MODOS DA CAIXA E DOS BOGIES OBTIDOS APÓS CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO 104
QUADRO 6.1 – FREQUÊNCIAS DE SOLICITAÇÃO PARA UM DETERMINADO COMPRIMENTO DE ONDA E VELOCIDADE 110
QUADRO 6.2 – INCREMENTOS DE TEMPO RECOMENDADOS 110
QUADRO 6.3 – INCREMENTO DE TEMPO SEGUNDO AS IRREGULARIDADES DA VIA 111
QUADRO 6.4 – FREQUÊNCIAS LIMITE ESPECIFICADAS NA NORMA 116
QUADRO 6.5 – ESTIMATIVA DE VELOCIDADES RESSONANTES PARA O TRAMO DE 16,5 M À PASSAGEM DO TGV DUPLO 120
QUADRO 6.6 – DESLOCAMENTO MÁXIMO DEVIDO À APLICAÇÃO DO MODELO DE CARGAS LM71 128
QUADRO 6.7 – COEFICIENTE $\boldsymbol{\varphi''}$ QUE ATENDE ÀS IRREGULARIDADES DA VIA 128
QUADRO 6.8 – CÁLCULO DO VALOR $\boldsymbol{L/\delta}$ 139
QUADRO A1. 1 – ESQUEMA DE CARGAS DO COMBOIO ALFA PENDULAR A1
QUADRO A1. 2 – ESQUEMA DE CARGAS DO COMBOIO TGV DUPLO A2

1 INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

No século XXI, um século em que evolução, mudança e globalização são palavras de ordem, evidencia-se uma necessidade incontornável de se aproximar cada vez mais as pessoas e os mercados. Estas exigências começaram a enfatizar-se com a promoção de uma política de abertura das fronteiras e livre circulação de pessoas entre os países, através da aprovação do acordo de Schengen, assinado por Portugal a 25 de junho de 1992 [1].

Neste contexto, renasce a importância de um meio de transporte que, com o crescimento da indústria automóvel e aeronáutica após a Segunda Guerra Mundial, ficou entorpecido. De facto, o caminho de ferro reaparece de forma competitiva graças à grande inovação que é a Alta Velocidade. Por outro lado, o comboio assume-se como um meio importante para um desenvolvimento sustentável ao apresentar como mais-valias os seguintes aspetos:

- Ecologia: baixas emissões de gases nocivos para o ambiente, sendo considerado o meio de transporte que gera menos impactes ambientais (Figura 1.1);
- Ocupação territorial reduzida quando comparado com as autoestradas: a título de exemplo, uma linha de alta velocidade necessita de 3,2 ha/km enquanto uma autoestrada ocupa 9,3 ha/km (Figura 1.2);
- Rapidez na movimentação de bens e pessoas (Figura 1.3);
- Segurança: reduzido número de acidentes;
- Economia: reduzidos gastos energéticos e baixos custos de transporte (Figura 1.4);
- Comodidade: elevado nível de conforto para os passageiros.

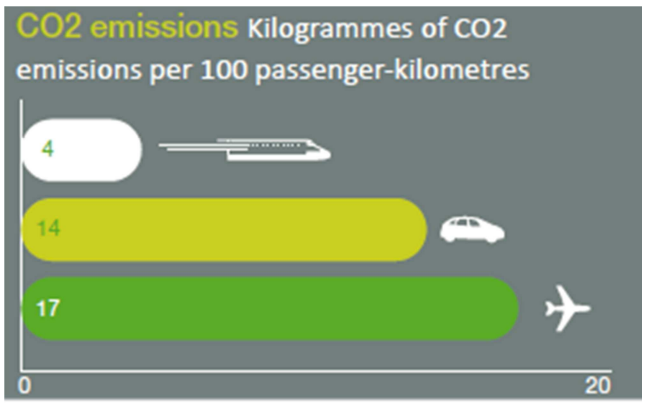


Figura 1.1 – Emissões de CO2: comparação entre o comboio, carro e avião [2]

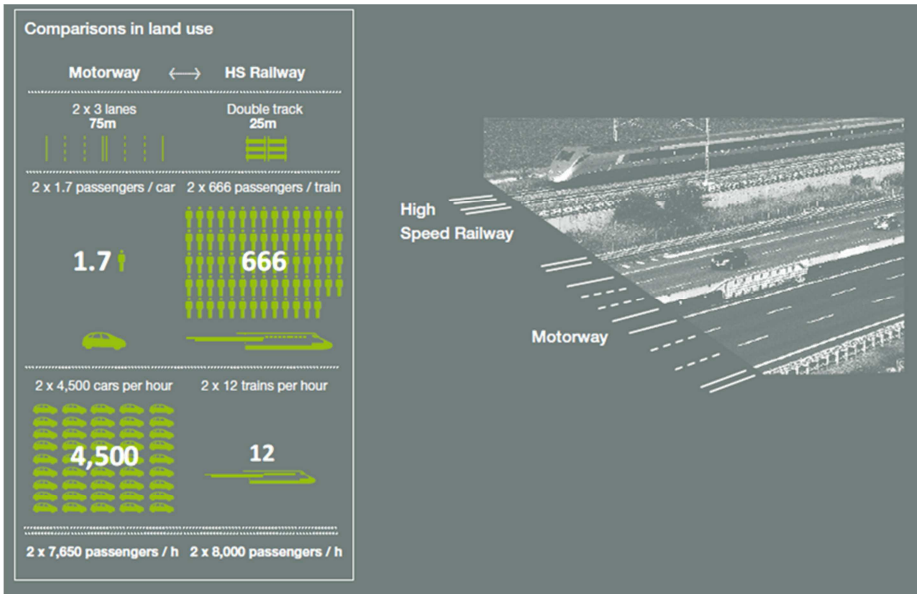


Figura 1.2 – Ocupação do território: comparação entre a autoestrada e a linha de alta velocidade [2]

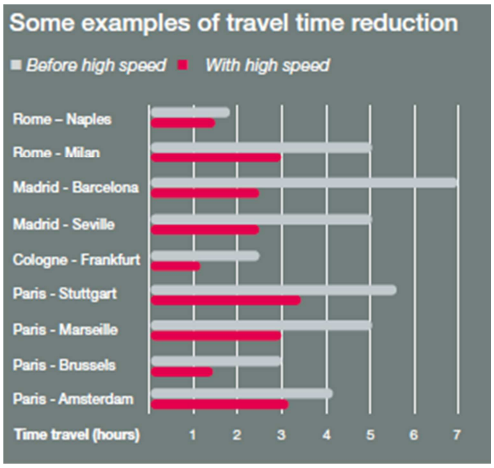


Figura 1.3 – Rapidez: Exemplos de redução dos tempos de viagem com a inserção da alta velocidade [2]

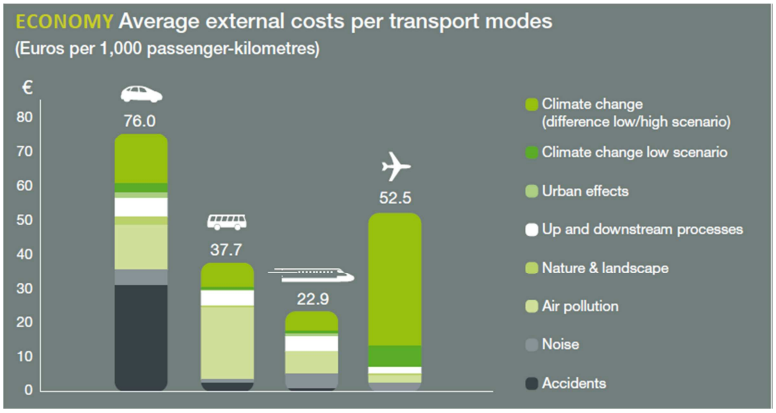


Figura 1.4 – Economia: Média dos custos externos para os diferentes meios de transporte [2]

Por outro lado, as infraestruturas rodoviárias e aeroportuárias estão a estagnar em termos de expansão. O transporte rodoviário apesar de permitir autonomia e independência, perde competitividade no que diz respeito ao aumento desmesurado do custo dos combustíveis, aos limites de capacidade durante as horas de ponta, aos limites de velocidade ou ao limitado número de passageiros. Por seu lado, os aeroportos também evidenciam cada vez mais uma falta de capacidade para responder ao elevado número de passageiros no decorrer das épocas altas. Patenteando-se bastante competitiva num espetro de distâncias entre cidades interligadas de trezentos a mil quilómetros, a Alta Velocidade surge como uma promessa de alívio do congestionamento dos outros sistemas [3].

O estudo sobre "*Fast track to sustainable mobility*" conduzido pela UIC – International Union of Railways, em 2010, num parágrafo sobre a integração da Alta Velocidade na sociedade, afirma: "*High speed rail is a tool for political integration: linking territories, encouraging the modernization of other transport modes, and improving accessibility to broader geographic areas. High speed increases the mobility of people and, as a metro network organizes the city, high speed rail organizes the territory. High speed performance invites people to move by a cleaner means of transport and improves quality of life.*"[2]

O fomento no investimento, desenvolvimento e propaganda, daquele que é já o meio de transporte do século XXI, permite perspetivar um crescimento exponencial da Alta Velocidade em todo mundo para a próxima década (Figura 1.5).

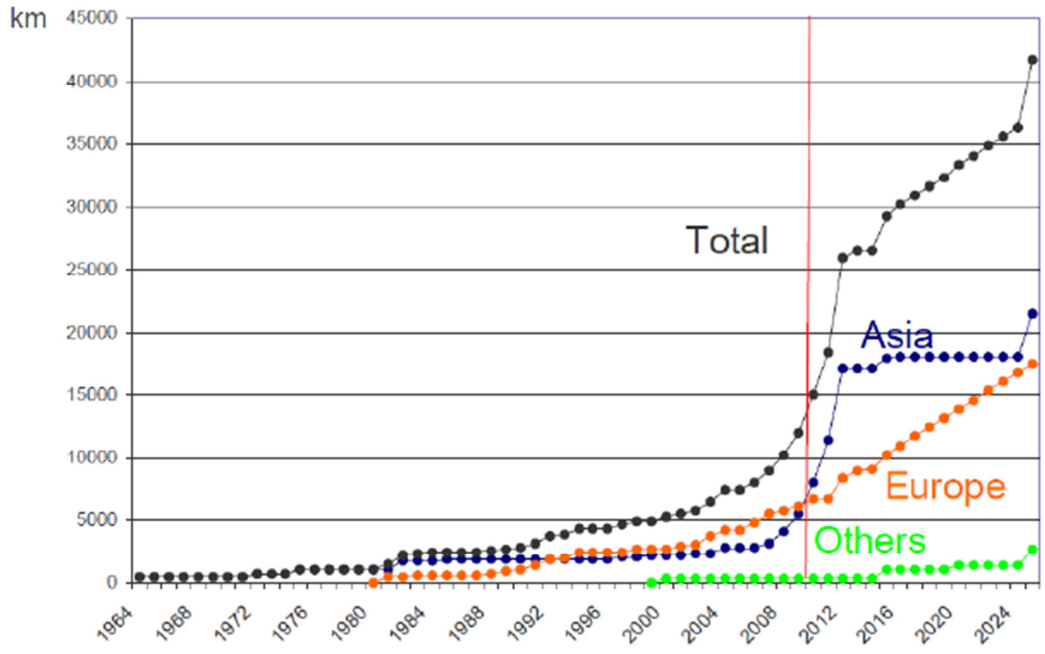


Figura 1.5 - Gráfico da evolução temporal dos quilómetros de vias de alta velocidade [4]

Em forma de retrospeção, é na década de 60 que surge a primeira linha de Alta Velocidade, quando o governo Japonês se vê impulsionado a dotar o país de uma forte e moderna rede de transportes terrestres para a realização dos Jogos Olímpicos de 1964. Esta linha ligou Tóquio a Osaka, apresentando uma velocidade de circulação de 210 km/h. Pioneiro na Alta Velocidade moderna, o Japão ostenta já a mais utilizada rede atualmente em serviço.

A nível europeu, é na década de 70 que o "Velho Continente" inicia a construção de linhas de Alta Velocidade, sendo que quem deu o primeiro passo foi a França, ao inaugurar uma linha em 1981 entre Paris e Lyon. É precisamente este país que retém a marca mundial de velocidade para um comboio convencional com rodas, que atingiu, em 2007, os 574,8 km/h. O Japão possui também um recorde no teste da tecnologia mais recente em Alta Velocidade – a Levitação Magnética, ao alcançar os 582 km/h em 2003. A rede de AV difundiu-se de forma gradual para outros países circundantes como a Alemanha, a Itália, a Bélgica, a Espanha, a Inglaterra ou a Holanda [3].

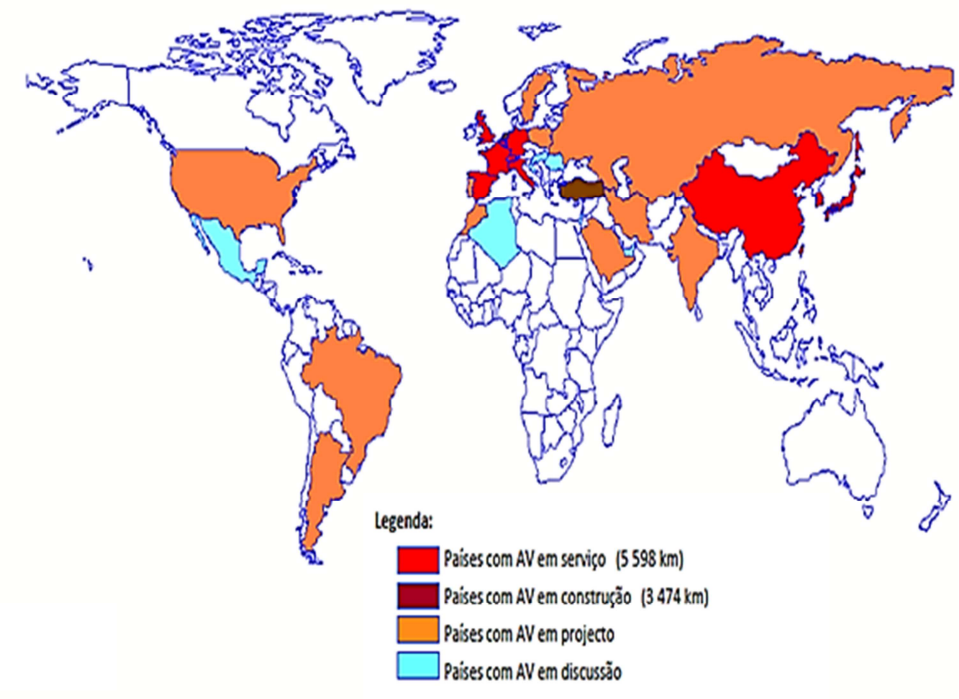


Figura 1.6 - Mapa ilustrativo da evolução da rede de alta velocidade no Mundo [4]

Efetivamente, como se pode averiguar na Figura 1.6, a alta velocidade ferroviária já se encontra ativa em 13 países e está a ser implementada em outros 30. Ostentando como um dos principais objetivos um sistema harmonizado caracterizado por uma continuidade e interoperabilidade entre os diversos países, a Rede Transeuropeia de Transportes (RTE-T) pretende que a rede ferroviária possua, em 2020, uma extensão total de 94000 km, sendo construídos 12500 km e modernizados 12300 km até essa data. Prevê-se que este projeto inclua no total 20000 km de linhas de Alta Velocidade [5]. A Figura 1.7 é elucidativa das metas que se pretendem atingir na remodelação da ferrovia europeia.

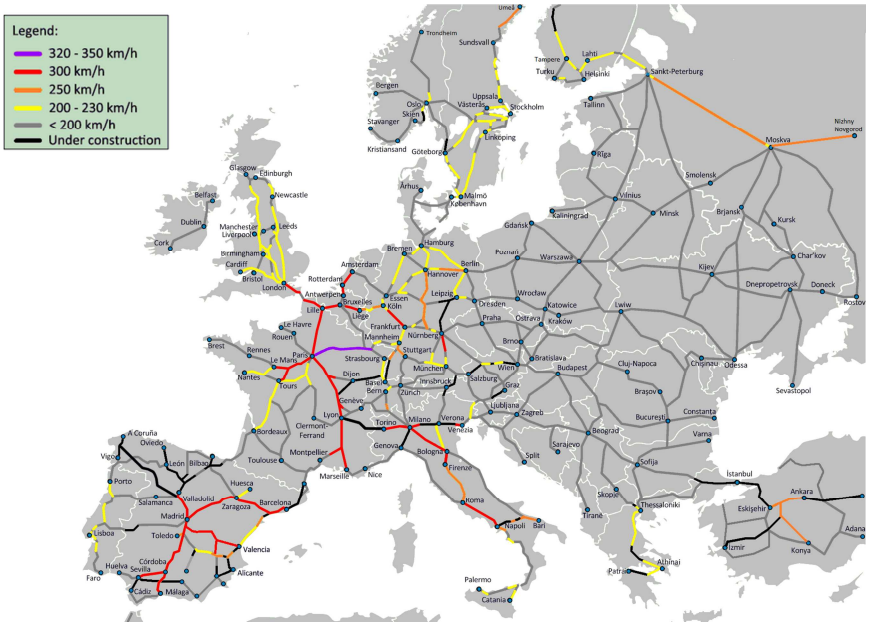


Figura 1.7 – Rede de alta velocidade europeia de 2011 e os respetivos troços em construção [6]

Observando o mapa precedente, rapidamente se constata que Portugal não está fora deste desígnio europeu. Na realidade, em novembro de 2003, foi assinado um Memorando de Entendimento na XIX Cimeira Luso-Espanhola realizada na Figueira da Foz. Segundo este acordo, no âmbito da construção de uma rede ferroviária de Alta Velocidade integrada nas Redes Transeuropeias foram planeadas 4 ligações transfronteiriças: Porto-Vigo, Lisboa-Madrid, Aveiro-Salamanca e Évora-Faro-Huelva. Para além destas, foi ainda prevista uma ligação nacional Porto-Lisboa, que permitirá o aproveitamento de alguns troços já existentes na linha do Alfa Pendular, mas que terão de ser sujeitos a uma reavaliação das condições de segurança dado o aumento significativo da velocidade de circulação. A Figura 1.8 ilustra o mapa da rede de Alta Velocidade que estava previsto para Portugal até 2020.

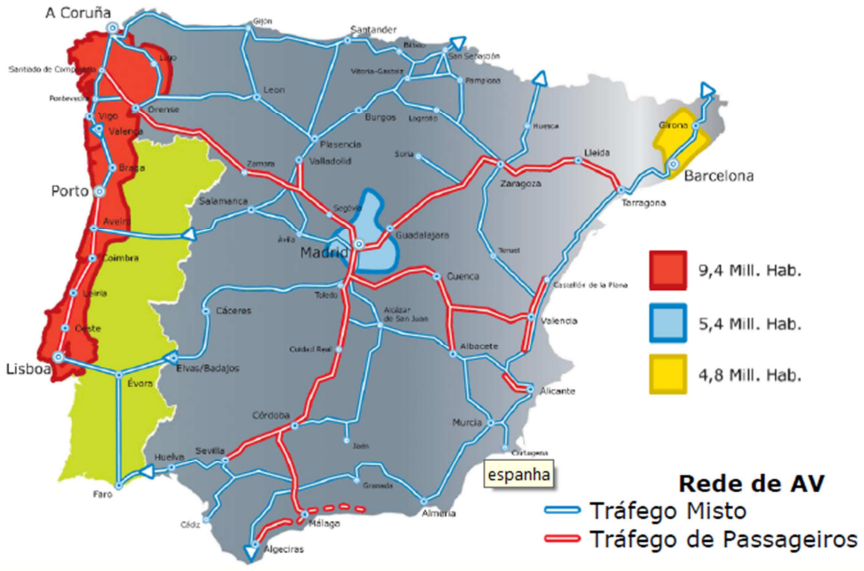


Figura 1.8 – Rede ferroviária de alta velocidade na Península Ibérica [4]

Salienta-se que este compromisso foi reafirmado na XXI Cimeira Ibérica em 2005 e em 2010 foi novamente reforçada a sua importância através de um Memorando de Entendimento entre Portugal, Espanha e França. No entanto, devido à situação económica que o país atravessa o projeto foi suspenso.

Com efeito, os principais desafios propostos ao caminho de ferro português passam por melhorar a acessibilidade e as condições de mobilidade da rede convencional nas áreas metropolitanas; articular as infraestruturas portuária e logística com a rede ferroviária; reforçar a integração do País nas cadeias internacionais de transportes, tanto ao nível de passageiros como de mercadorias.

Em suma, a Alta Velocidade assume-se como a evolução natural do caminho de ferro, constituindo uma aposta estratégica para responder ao aumento das exigências de mobilidade, para contribuir para a sustentabilidade ambiental do planeta e para fazer face à alteração do paradigma energético, ajudando a preparar a sociedade para um contexto em que a energia é, cada vez mais, um recurso limitado e caro [7].

Naturalmente, com a evolução das linhas ferroviárias convencionais para redes de Alta Velocidade, surgiu a necessidade de desenvolver mais cuidadosamente o estudo das análises dinâmicas das obras de arte. No caso específico das pontes, estas têm que ser submetidas a análises dinâmicas quando sujeitas a velocidades de circulação superiores a 200 km/h. Se se mantivesse a realização de análises estáticas com posterior aplicação de coeficientes de amplificação dinâmica não se teria a correta noção dos efeitos consequentes da ressonância.

As atuais normas europeias preveem a consideração dos efeitos resultantes da Alta Velocidade através de procedimentos a adotar durante o dimensionamento deste tipo de estruturas, nomeadamente em aspetos de segurança estrutural, conforto de passageiros e segurança da via. De facto, os estudos mais avançados nesta área da engenharia resultam da comissão de especialistas D214 do ERRI (European Rail Research Institute) publicados em 2001 [8], onde já se avaliam os efeitos ressonantes em pontes ferroviárias de Alta Velocidade.

Um estudo focalizado na análise dinâmica de pontes e viadutos ferroviários é de extrema importância para que não se “perca o comboio” para a evolução da ferrovia.

1.2. PONTES E VIADUTOS COM TABULEIRO PRÉ-FABRICADO

Após uma fase de expansão económica, a construção enfrenta neste momento uma fase menos positiva que implica uma reafirmação do setor. Deste modo, as metas das empresas construtoras passam por diminuir os custos e, simultaneamente, aumentar a eficiência de processos de produção e a qualidade do produto final.

Na verdade, a eficiência, elegância e economia são os três grandes objetivos da conceção estrutural de todas as construções, em especial das pontes e viadutos. Efetivamente, a motivação económica é inerente às obras pré-fabricadas, visto que estas primam por uma racionalização de meios de construção. Assim sendo, o grande desafio imposto a obras pré-fabricadas passa por garantir esta mais-valia sem descurar a eficiência estrutural e a estética da obra [9].

A pré-fabricação assume-se, portanto, como o caminho para a industrialização do setor da construção civil, sendo as suas principais vantagens as seguintes [10]:

- Produção em unidades industriais vocacionadas especificamente para esse fim, com rotinas de produção e pessoal especializado que possibilitam e facilitam um controle de qualidade

eficiente ao longo de todo o ciclo produtivo, desde as matérias-primas aos ensaios do produto final.

- Rapidez de execução das estruturas em obra, fruto da capacidade de armazenamento dos produtos em fábrica e dos elevados ritmos de montagem conseguidos com o planeamento e sistematização das operações a realizar em obra. Deste modo, o ritmo e execução de estruturas tornam-se ainda menos dependente das condições atmosféricas, sendo por isso mais fácil cumprir prazos e controlar os programas estabelecidos.
- Possibilidade de vencer grandes vãos com elementos autoportantes que melhoram a funcionalidade dos espaços, eliminando pilares e fundações, sem perturbar outras atividades devido à ausência de escoramentos.
- Potencialização das condições de segurança segundo duas vertentes: segurança estrutural e a segurança de acidentes de trabalho.
- Em zonas urbanas, de obras sobre linhas férreas, e, em geral nas zonas de difícil colocação de cimbres, a pré-fabricação é extremamente vantajosa ao possibilitar a construção sem gerar constrangimentos significativos.
- Reaproveitamento em fábrica das cofragens pela grande quantidade de elementos iguais que se fabricam.
- Redução da área de estaleiro, da produção de resíduos e do ruído em obra.
- Diminuição dos gastos de energia e redução dos custos de fiscalização e manutenção.

Salienta-se que a aplicação da pré-fabricação pode ser realizada recorrendo a variados moldes como a utilização de tramos completos pré-fabricados, a construção por avanços sucessivos recorrendo a aduelas pré-fabricadas, ou, por exemplo, usufruir do recurso a vigas pré-fabricadas apenas na construção do tabuleiro com betonagem posterior *in situ* dos restantes elementos estruturais (Figura 1.9 e Figura 1.10).

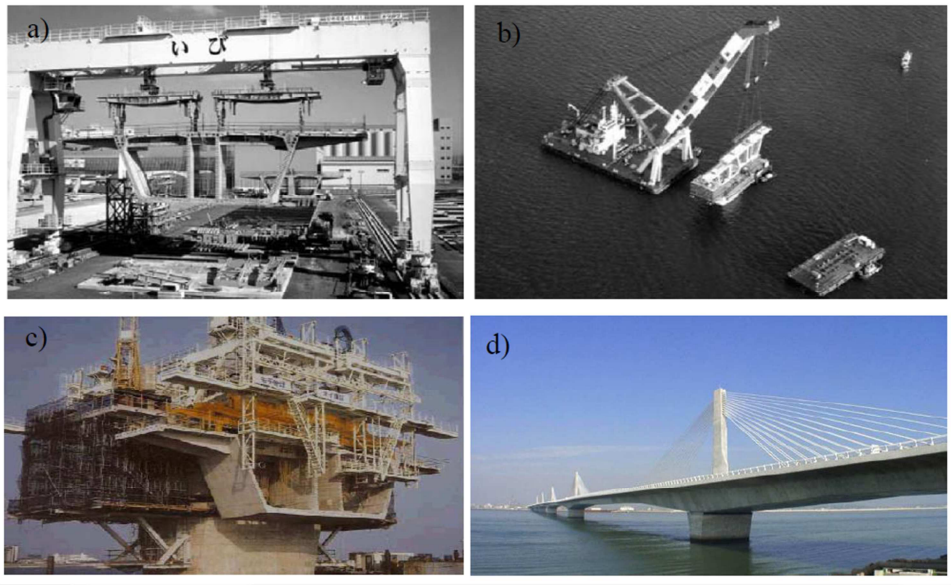


Figura 1.9 – Ponte japonesa Ibi Gawa pré-fabricada e construída por avanços recorrendo a aduelas:
a) pré-fabricação de aduelas em betão, b) e c) elevação das aduelas através de uma grua, d) obra concluída [11]



Figura 1.10 – Ponte chinesa Hangzhou: estrutura pré-fabricada construída com recurso a vigas pré-fabricadas [12]

Pelo exposto, conclui-se que a pré-fabricação é competitiva, fornece maior qualidade, maior durabilidade, maior fiabilidade, maior segurança e possibilita uma gestão mais fácil e eficiente. Contudo, quando comparada com a produção em obra ainda enfrenta algumas dificuldades que têm vindo a ser consideradas por alguns agentes do setor como grandes entraves mas que devem sobretudo ser encaradas como desafios a ultrapassar. De entre essas dificuldades destacam-se as seguintes [10]:

- Necessidade, na maioria dos casos, de recorrer a elementos de ligação adicionais;
- Necessidade de grande rigor e controlo nas ligações;
- Maior exatidão no estudo do projeto e pormenorização;
- Maior necessidade de controlo de fabricação e de muito rigor nas formas e pormenores.
- Necessidade de recorrer quase exclusivamente a mão de obra especializada.

É importante reeducar esta forma de pensar e perceber que o pré-fabrico é muito mais do que apenas um conceito ou uma moda. Vive-se num período em que o ritmo e as exigências crescentes da indústria da construção obrigam ao desenvolvimento e implementação de novas soluções construtivas, soluções que proporcionem o aumento da rapidez de execução e conduzam a uma maior economia, melhorando simultaneamente as condições de segurança dos seus executantes e utilizadores e minimizando os impactes ambientais. Efetivamente, a pré-fabricação de estruturas de betão é uma solução que responde, cada vez mais, a estes desafios.

1.3. OBJETIVOS E CONTEÚDOS DA DISSERTAÇÃO

A enorme expetativa envolta na implementação em Portugal da rede ferroviária de alta velocidade impulsionou o interesse e a vontade de fazer evoluir no nosso país os conhecimentos nesta área. Neste sentido, foram promovidas várias investigações para identificar e caracterizar os problemas fundamentais de natureza dinâmica que ocorrem nas pontes ferroviárias, na tentativa de os ultrapassar e enquadrar nos regulamentos. É precisamente neste contexto que surge o tema da presente dissertação, estudar o "Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade", mais concretamente, aplicar metodologias para a análise dinâmica do viaduto Flyover de Alverca em resultado da passagem quer do comboio Alfa Pendular, quer do comboio europeu TGV.

Com efeito, esta dissertação vem dar continuidade ao trabalho iniciado por Fernandes [13] e Horas [14] que contribuíram com o desenvolvimento e calibração do modelo numérico deste viaduto ferroviário português, situado na Linha do Norte. Numa tentativa de progredir em termos de exatidão

de resultados, pode dizer-se que o principal contributo deste trabalho passa pela utilização de uma metodologia com interação entre a ponte e o comboio, que ao implicar a modelação do veículo aumenta o rigor das respostas dinâmicas encontradas e permite avaliar com maior exatidão o conforto dos passageiros.

De facto, a experiência dos países com um sistema ferroviário que já lida com a alta velocidade há várias décadas impõe todo um rol de novas exigências às pontes, de modo a limitar as vibrações que ocorrem em consequência de fenómenos de ressonância. Deste modo, torna-se incontornável procurar métodos e soluções que conduzam a análises cada vez mais próximas da realidade.

Em termos de conteúdo, esta dissertação engloba um total de sete capítulos que serão descritos sumariamente nos parágrafos subsequentes.

No presente capítulo é feita uma abordagem à temática da alta velocidade, nomeadamente, apresentando em breves linhas a história da sua evolução e as suas perspetivas de crescimento. Por outro lado, dada a tipologia estrutural do viaduto de Alverca, é feita uma referência sintética à pré-fabricação, realçando as suas vantagens enquanto solução estrutural e chamando à atenção para o que ainda precisa ser melhorado.

No capítulo 2 são descritos os diferentes aspetos regulamentares a considerar durante uma análise dinâmica de uma estrutura ferroviária. Em adição, mencionam-se alguns estudos recentes que têm desenvolvido conclusões complementares ao regulamento atualmente em vigor.

Quanto ao capítulo 3, abordam-se as metodologias de análise dinâmica existentes, enfatizando-se as numéricas com e sem interação ponte-comboio, visto que representam os dois métodos escolhidos para estudar os efeitos dinâmicos sobre o viaduto de Alverca à passagem dos comboios de alta velocidade. Neste sentido, é ainda explicado todo o processo envolto na utilização do programa TBI (*Train Bridge Interaction*) a partir do qual se realiza o interface entre o ANSYS e o MATLAB e se obtêm todos os resultados presentes nesta dissertação.

O capítulo 4 resume-se à explicação do processo que esteve na base da modelação e otimização do modelo numérico do Flyover de Alverca, incluindo a definição das propriedades mecânicas e geométricas a conferir aos vários elementos finitos integrantes do modelo. Posteriormente, procede-se à apresentação do ensaio experimental de vibração ambiental, destacando-se os modos de vibração presentes na análise modal do viaduto e comparando-os com os obtidos a partir do ensaio. É possível ainda visualizar os resultados experimentais em termos de coeficientes de amortecimento, parâmetro de extrema importância durante uma análise dinâmica.

Por sua vez, o capítulo 5 é dedicado aos comboios, onde numa primeira parte se dá a conhecer as diferentes tipologias de comboios de alta velocidade que circulam na rede ferroviária europeia e nas redes mais avançadas que existem fora da Europa. De seguida, é feita a descrição pormenorizada da modelação do articulado TGV Duplo, desde a fase bidimensional, passando pela conversão para 3D e terminando na ilustração dos diversos modos de vibração obtidos durante a análise modal. Por outro lado, explica-se de forma sintética a complexa modelação do Alfa Pendular. É realizada ainda uma breve observação dos "bilhetes de identidade" destes dois comboios, as suas assinaturas dinâmicas.

No capítulo 6 são definidos os vários parâmetros utilizados no cálculo dinâmico, salientando-se a relevância de grandezas como os coeficientes de amortecimento, as irregularidades da via, o incremento de tempo ou o número de modos de vibração. Neste seguimento, confrontam-se os resultados obtidos entre a metodologia de cargas móveis e a de interação ponte-comboio e estudam-se as acelerações e deslocamentos que derivaram das análises dinâmicas do viaduto de Alverca à passagem quer do TGV Duplo, quer do Alfa Pendular. Para a análise dinâmica do viaduto à passagem

do TGV Duplo é feita uma comparação entre as respostas dinâmicas encontradas e a assinatura do comboio, numa tentativa de perceber as frequências que mais interferem, as da estrutura ou as da ação. Durante este capítulo é enfatizada a importância em avaliar as vibrações sentidas no interior do comboio, nomeadamente pelo passageiro, conferindo de forma realista o seu nível de conforto. Adicionalmente foram efetuadas outras verificações regulamentares correspondentes à segurança estrutural e à segurança da via.

Finalmente no capítulo 7 são expostas as conclusões alcançadas ao longo desta dissertação, bem como algumas indicações que promovam possíveis desenvolvimentos futuros deste tema.

2
ASPETOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

2.1. INTRODUÇÃO

A evolução da via-férrea e o consequente desenvolvimento do comboio, desde a locomotiva a vapor à alta velocidade, desvendou a importância da dinâmica e dos seus efeitos no comportamento estrutural das pontes e viadutos. De facto, o aumento do comprimento e da velocidade de circulação do meio de transporte ferroviário veio acentuar os efeitos dinâmicos e os fenómenos de ressonância.

Um dos objetivos desta secção consiste na descrição dos principais aspetos regulamentares relacionados com o dimensionamento de pontes e viadutos. Das várias investigações realizadas nesta área, sobretudo após o aparecimento da alta velocidade, resultaram as normas EN1991-2 [15] e EN1990-A2 [16] que abordam o comportamento dinâmico das estruturas ferroviárias. Deste modo, são expostas as principais ações de tráfego ferroviário a utilizar em análises estáticas e dinâmicas das pontes e explicam-se as verificações de cálculo a realizar de modo a assegurar não somente a segurança e aptidão da estrutura, mas também a estabilidade da via e do material circulante, sem descurar um adequado nível de conforto dos passageiros.

2.2. AÇÕES DE CÁLCULO

2.2.1. EFEITOS ESTÁTICOS

A análise estática de pontes ferroviárias baseia-se na representação de cargas verticais estáticas majoradas por coeficientes corretivos, que têm como objetivo simular a passagem de diferentes comboios. É de realçar que estes coeficientes permitem amenizar as diferenças entre a estaticidade das cargas aplicadas e o real efeito de um comboio que circula a uma determinada velocidade; todavia, uma das principais lacunas desta análise está no facto de não conseguir avaliar os efeitos de ressonância.

Os efeitos estáticos resultantes do tráfego ferroviário são ilustrados na norma EN1991-2 [15] através de quatro modelos de carga distintos: o modelo de carga LM71, os modelos de carga SW/0 e SW/2 e o modelo referente ao comboio sem carga (“unloaded train”). Neste sentido, nas secções seguintes são descritos estes quatro modelos de carga, bem como os seus campos de aplicação.

2.2.1.1 Modelo de tráfego ferroviário LM71

Durante a década de 70, com o objetivo de uniformizar o dimensionamento de pontes ferroviárias e aligeirar o processo de cálculo, a International Union of Railways (UIC) procurou desenvolver um modelo de cargas que conseguisse traduzir uma envolvente estática de um conjunto de comboios reais. Deste modo, surgiu o Lodel Model (LM71), inicialmente designado de UIC71, que teve como base seis comboios-tipo existentes na altura e que se encontra atualmente referido na norma EN1991-2 [15]. Este modelo permite representar os efeitos de tráfego ferroviário normal e pode ser aplicado a qualquer tipo de ponte ferroviária.

Como se pode averiguar pela Figura 2.1, o esquema baseia-se em quatro cargas concentradas (Q_{vk}) de 250 kN que simulam os efeitos dos eixos individuais e em cargas uniformemente distribuídas (q_{vk}) de 80 kN, valor máximo admitido pela classificação internacional de vias da UIC.

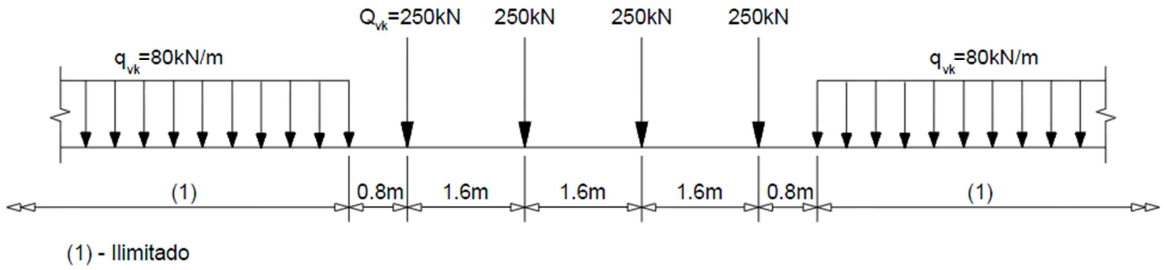


Figura 2.1 – Modelo de carga LM71 [15]

O modelo LM71 é utilizado quer para a verificação estrutural, em termos de resistência, equilíbrio estático e de fadiga; quer para a verificação da estabilidade da via e do conforto dos passageiros. Salienta-se que este modelo pode ser fragmentado, ou seja, as cargas concentradas e distribuídas podem ser omitidas se o seu efeito se revelar favorável.

Em estruturas que possuam duas vias, o modelo LM71 pode ser aplicado numa única via ou em ambas as vias em simultâneo. Por sua vez, se existirem três ou mais vias, este pode ser aplicado só numa via, em duas ou em todas as vias, devendo no último caso o valor de carregamento ser afetado por um coeficiente de minoração de carga de 0,75.

É de notar que os valores característicos das cargas deste modelo devem ser majoradas por um fator α em linhas que possuam tráfego ferroviário distinto do normal, passando neste caso a ser designadas de cargas verticais classificadas. Este fator possibilita atender à variação existente em termos de pesos máximos por eixo do tráfego ferroviário dentro do espaço europeu ou de uma determinada rede. De acordo com a EN1991-2 [15], o valor de α é igual a 0,75, 0,83 ou 0,91 no caso do tráfego ser mais leve e a 1,10, 1,21, 1,33 ou 1,46 no caso do tráfego ser mais pesado.

2.2.1.2 Modelos de tráfego ferroviário SW/0 e SW/2

O modelo de carga SW/0, tal como o modelo LM71, destina-se a representar os efeitos de tráfego ferroviário normal sobre pontes. Todavia, o SW/0 não deve ser aplicado a qualquer tipo de ponte, mas apenas a pontes com tabuleiro contínuo.

Por sua vez, o modelo SW/2 ilustra os efeitos estáticos produzidos pelo tráfego ferroviário pesado, sendo que a sua utilização deve ser restringida a troços de linha nos quais circule tráfego pesado de mercadorias.

Como se pode averiguar pela Figura 2.2 e o Quadro 2.1 os modelos SW/0 e SW/2 são constituídos por duas cargas uniformemente distribuídas (q_{vk}), dispostas ao longo de duas faixas de comprimento a e afastadas entre si de c.

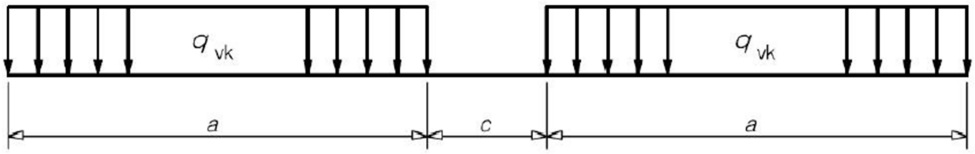


Figura 2.2 – Modelo de cargas SW/0 e SW/2 [15]

Quadro 2.1 – Valores característicos para as cargas verticais dos modelos de carga SW/0 e SW/2 [15]

Modelo de carga	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Contrariamente ao modelo LM71, tanto o modelo SW/0 como o SW/2 não devem ter as suas cargas sujeitas a um fracionamento, ou seja, os eventuais efeitos favoráveis de partes do carregamento devem ser considerados.

Por outro lado, tal como sucede com o LM71, também o SW/0 pode ser aplicado apenas em uma via, em duas vias ou em todas, no caso de existirem três ou mais vias. Já a aplicação do modelo SW/2 é restringida a uma única via. No caso de tabuleiros com duas ou mais vias o modelo SW/2 deve ser aplicado em qualquer um das vias, sendo as restantes carregadas com os modelos LM71 ou SW/0, de acordo com as regras anteriormente mencionadas.

Denota-se ainda que o modelo SW/0 deve ser multiplicado pelo fator α nas mesmas condições explicitadas na secção 2.2.1.1 para o modelo LM71.

2.2.1.3 Modelo de comboio descarregado (“Unloaded Train”)

O modelo “unloaded train” é caracterizado por uma carga uniformemente distribuída de 10 kN/m. Com efeito, a aplicação deste modelo restringe-se a situações em que a ação vertical do tráfego é necessária tendo em vista a aplicação de outras ações, como por exemplo a atuação do vento lateral sobre o comboio.

2.2.1.4 Consideração dos efeitos dinâmicos nas análises estáticas

O estudo do comportamento dinâmico das pontes sob ação de tráfego ferroviário não é uma temática recente, remonta a meados do século XIX. Na verdade, a evolução do conhecimento neste assunto tem sido significativa pelo que é importante referir alguns dos principais estudos já realizados.

Efetivamente, foi durante o ano de 1847 que se abordou este tema pela primeira vez, altura em que ocorreram uma série de colapsos de pontes em Inglaterra. Para perceber o porquê desta situação a Rainha de Inglaterra constituiu uma comissão para analisar e estudar a área das amplificações dinâmicas em pontes.

Neste âmbito, foram desenvolvidos progressivamente, por diferentes investigadores, vários trabalhos pioneiros salientando-se os realizados por Melan (1893), Zimmermann (1896), Timoshenko (1922) e Inglis (1934) [17].

Na realidade, a passagem de um comboio sobre uma ponte caracteriza-se sempre por ser animada de uma velocidade v. Deste facto resultam vibrações na estrutura e nos veículos, que são agravadas pela presença de irregularidades na via e nas rodas dos veículos [18]. É indubitável que estes efeitos conduzem a variações dos valores estáticos das cargas por eixo do comboio, por conseguinte os efeitos das ações devem ser afetados de um fator corretivo.

A EN1991-2 [15] define assim dois fatores corretivos, φ e ϕ, a utilizar, respetivamente, na caracterização dos efeitos dinâmicos de comboios reais e de modelos de cálculo estático (LM71, SW/0 e SW/2). É de notar que, embora possibilitem retratar os efeitos de aplicação dinâmica da carga, os fatores não permitem traduzir os efeitos de ressonância associados à passagem dos comboios de alta velocidade. Nestas situações são requeridas análises dinâmicas para a correta avaliação desses mesmos efeitos.

i. Fator de amplificação dinâmica para comboios reais

Após os trabalhos de investigação pioneiros nesta área, mencionados anteriormente, iniciou-se a adoção de coeficientes de amplificação dinâmica no dimensionamento de pontes ferroviárias, com o objetivo de simular os efeitos das ações dinâmicas através da majoração dos valores obtidos no cálculo estático. Inicialmente, apesar da falta de uniformidade, os coeficientes possuíam uma tendência comum, a de diminuírem com o aumento do vão da ponte [18].

Perante a necessidade de uniformizar estes coeficientes, durante a década de 70, uma parceria entre a International Union of Railways (UIC) e o Office for Research and Experiments of the International Union of Railways (ORE) investiu numa série de estudos sobre o comportamento dinâmico em pontes ferroviárias, com ênfase para o tema das amplificações dinâmicas. Neste sentido, no período de 1970 a 1979, esta comissão realizou mais de 350 medições em 37 pontes utilizando diferentes tipos de comboios de ensaio, procedeu a uma campanha de medições em modelos reduzidos de pontes com diferentes modelos de veículos e, efetuou ainda, simulações numéricas de forma a comprovar os ensaios. Com base na avaliação destes estudos concluiu-se que o fator de amplificação dinâmica $(1+\varphi)$ deveria ser traduzido em:

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \lambda\,\varphi'' \tag{2.1}$$

correspondendo φ' à amplificação dinâmica no caso de a via ser perfeita e φ'' à componente correspondente às irregularidades da via e das rodas dos veículos. Por sua vez, λ é um fator relativo ao estado de conservação da via, devendo ser considerado 1,0 em vias com níveis de manutenção normais e 0,5 em vias com níveis de manutenção cuidada.

O coeficiente φ' é obtido através da seguinte expressão:

$$\varphi' = \begin{cases} \dfrac{K}{1 - K + K^4} & \text{para } K < 0{,}76 \\ 1{,}325 & \text{para } k \geq 0{,}76 \end{cases} \tag{2.2}$$

em que:

$$K = \frac{v}{2 L_\phi n_0} \tag{2.3}$$

Na expressão precedente, v refere-se à velocidade de circulação, expressa em m/s, n_o é a frequência natural da estrutura associada ao seu 1º modo de flexão vertical e L_ϕ corresponde a um comprimento de referência, expresso em metros, e que depende da deformabilidade do elemento estrutural em análise. Os valores de L_ϕ encontram-se expostos na Tabela 6.2 da EN1991-2 [15].

A parcela que simboliza as irregularidades da via e imperfeições das rodas, φ'', obtém-se por intermédio da relação:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100}\left[56 e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50\left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1\right) e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2}\right] \geq 0 \tag{2.4}$$

em que α é um coeficiente dado por:

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{v}{22} & \text{se } v \leq 22 m/s \\ 1 & \text{se } v > 22 m/s \end{cases} \tag{2.5}$$

Estas relações são válidas para a determinação de amplificações dinâmicas induzidas por comboios reais em casos normais de circulação, isto é, situações em que não seja expetável a ocorrência de fenómenos de ressonância. Por outro lado, os limites de aplicabilidade das expressões precedentes encontram-se definidos na Figura 2.3 em termos de frequência natural da estrutura (n_0), em função do vão L.

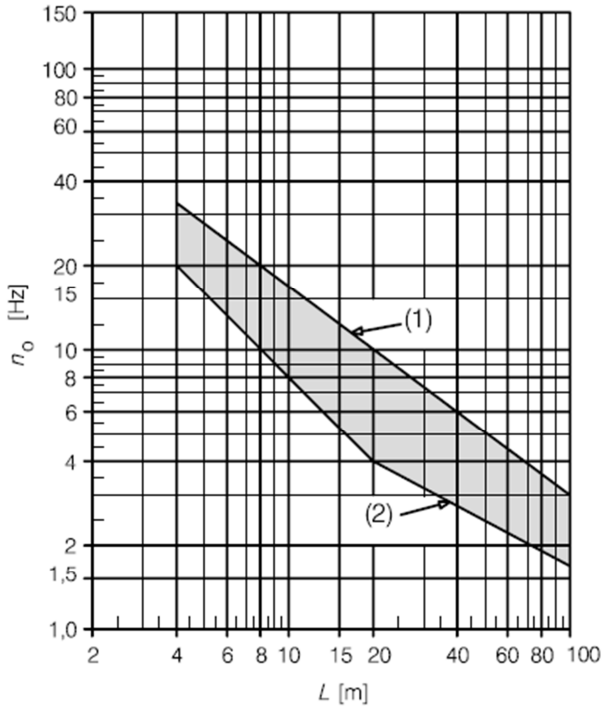


Figura 2.3 - Limites superior (1) e inferior (2) da frequência natural $\boldsymbol{n_o}$ da ponte para aplicabilidade de $\boldsymbol{\varphi}$, em função do vão $\boldsymbol{L}$ [15]

O limite superior da frequência (curva (1)) é condicionado pelos efeitos dinâmicos associados às irregularidades da via, sendo dado por:

$$n_0 = 94{,}76\, L^{-0{,}748} \tag{2.6}$$

O limite inferior da frequência (curva (2)) é condicionado pelos efeitos dinâmicos associados à passagem dos comboios pela ponte. O limite é composto por dois segmentos de reta definidos pelas expressões:

$$n_0 = \begin{cases} \dfrac{80}{L} \text{ para } 4m \leq L \leq 20m \\ 23{,}58\, L^{-0{,}592} \text{ para } 20m < L \leq 100m \end{cases} \tag{2.7}$$

ii. Fator Dinâmico

O fator dinâmico ϕ representa um coeficiente que permite considerar os efeitos dinâmicos intrínsecos à passagem do tráfego ferroviário normal, mais especificamente, os efeitos dinâmicos produzidos pelos 6 comboios-tipo utilizados na definição do modelo LM71. A determinação de ϕ foi realizada a partir da condição (2.8), onde i se refere a cada um dos comboios-tipo reais, contudo esta relação não considera os efeitos dinâmicos associados a fenómenos de ressonância, pelo que se torna indispensável a realização de uma análise dinâmica para a avaliação desses efeitos.

$$\phi \times S_{LM71} \geq (1+\varphi)_i \times S_{RT,i} \tag{2.8}$$

O valor deste fator dinâmico é definido para dois níveis de manutenção da via, via de manutenção corrente (ϕ_3) e via de manutenção cuidada (ϕ_2), e em função do comprimento determinante do elemento estrutural em questão (L_ϕ). Salienta-se que estes fatores foram, primeiramente, definidos para vãos isostáticos de comprimento L, todavia, a sua aplicação tornou-se generalizada a qualquer elemento estrutural através do referido comprimento de referência (L_ϕ).

Neste sentido, no caso em que a manutenção da via seja corrente, o fator dinâmico (ϕ_3) é dado pela relação:

$$\phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\phi} - 0{,}2} + 0{,}73 \tag{2.9}$$

em que $1{,}00 \leq \phi_3 \leq 2{,}00$.

No caso da manutenção da via ser cuidada deve ser considerado o fator dinâmico (ϕ_2) definido por:

$$\phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \tag{2.10}$$

em que $1{,}00 \leq \phi_2 \leq 1{,}67$.

2.2.2. Efeitos Dinâmicos

Com a evolução da ferrovia e o aparecimento da alta velocidade veio-se a descobrir que este coeficiente de amplificação dinâmica $(1+\varphi)$ proposto pela UIC, embora quantificasse os efeitos dinâmicos em pontes induzidos por comboios, ao não ter em consideração os efeitos de ressonância não permitia uma avaliação assertiva para velocidades superiores a 200 km/h, colocando em risco a segurança das pontes. Com efeito, esta conclusão foi demonstrada em 1992 durante um ensaio de um protótipo do comboio ICE na linha de Deutsche Bahn na Alemanha, em que a resposta dinâmica revelou amplificações elevadas justificadas por fenómenos de ressonância e não cobertas pelo coeficiente de amplificação dinâmica [17].

Salienta-se que uma estrutura está sujeita a efeitos de ressonância quando a frequência de uma ação, ou múltiplos desta, coincide com alguma frequência natural, sendo que no caso de pontes ferroviárias a frequência da ação (f) é dada por:

$$f = \frac{v}{D} \times i \tag{2.11}$$

em que v é a velocidade do comboio, D é o espaçamento regular entre bogies e i é um número inteiro que representa os múltiplos das frequências. Após determinar as frequências naturais é possível descobrir as velocidades de ressonância da estrutura.

Devido aos problemas anteriormente mencionados, a comissão de especialistas D214 da ERRI desenvolveu procedimentos de análise que considerassem os efeitos de ressonância. Realizaram-se assim variados testes avaliando os deslocamentos provocados pela circulação de dois comboios de alta velocidade, o TGV Duplo e o ICE2, numa ponte com 10 m de vão. Neste sentido, a Figura 2.4 ilustra os valores máximos dos deslocamentos para diversas velocidades, comparando os efeitos estáticos multiplicados pelo coeficiente de amplificação dinâmica $(1+\varphi)$ com os efeitos dinâmicos.

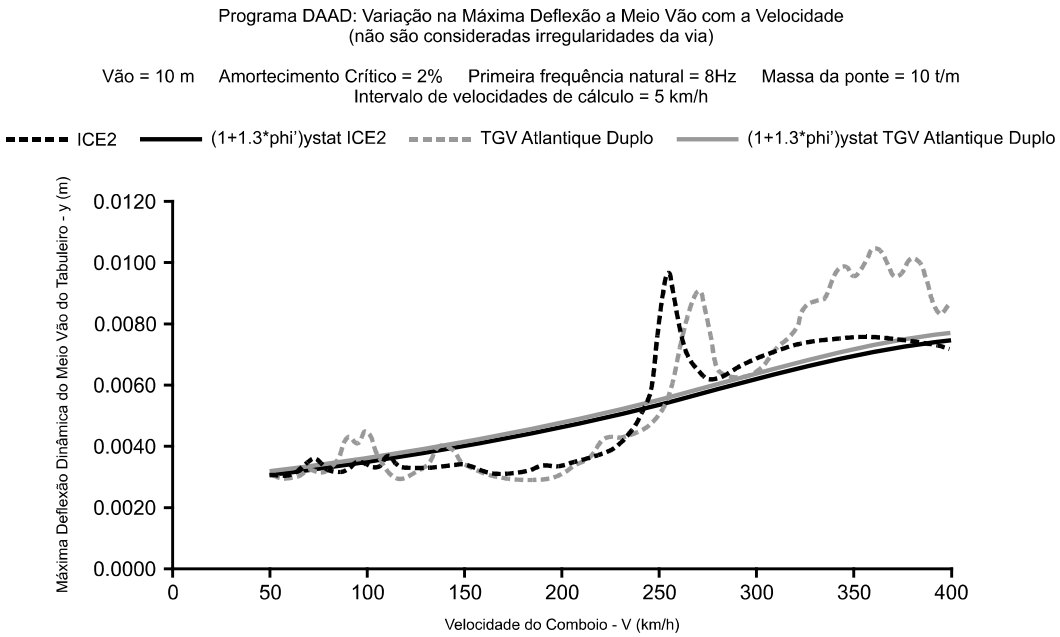


Figura 2.4 - Comparação das envolventes regulamentares (produto do deslocamento estático por $\mathbf{1} + \boldsymbol{\varphi}$) com análises dinâmicas para os comboios ICE2 e TGV Duplo [8]

Observando o gráfico precedente, conclui-se que existem grandes desvios entre as envolventes regulamentares propostas pela UIC e os resultados da análise dinâmica, especialmente para velocidades acima dos 240 km/h, corroborando, assim, as amplificações significativas que surgem em vias de alta velocidade.

De entre as várias explicações plausíveis para o facto do coeficiente de amplificação dinâmica não considerar os efeitos dinâmicos resultantes dos fenómenos de ressonância destaca-se o facto de as estruturas modernas possuírem coeficientes de amortecimento inferiores aos existentes em estruturas mais antigas. Por outro lado, quando decorreram os estudos para determinar o coeficiente de amplificação dinâmica, os comboios utilizados não atingiam velocidades tão elevadas, as cargas por eixo eram bastante inferiores e principalmente, o comprimento do comboio era de tal modo pequeno que nunca produzia fenómenos ressonantes.

Em consequência das conclusões referidas, foram tomadas medidas com vista a aperfeiçoar os procedimentos de análise até então considerados suficientes para o estudo de pontes ferroviárias para tráfego de alta velocidade. Por conseguinte, em 2001, foi publicado o relatório final ERRI D214/RP9 incluindo procedimentos que cobrem não só os efeitos dinâmicos mas também os efeitos devido à ressonância das estruturas. Este estudo ainda é considerado, hoje em dia, o trabalho de maior relevância nesta área.

2.2.2.1 Verificação da necessidade de realização da análise dinâmica

A necessidade de realização de uma análise dinâmica da estrutura, adicionalmente à análise estática, encontra-se ilustrada na norma EN1991-2 [15] sob a forma de fluxograma. Com efeito, os resultados obtidos através das análises dinâmicas devem ser considerados durante o dimensionamento da estrutura, nomeadamente na determinação dos esforços e nas verificações de segurança da via e do conforto dos passageiros.

Como se pode aferir ao visualizar a Figura 2.5, o fluxograma de apoio à decisão ilustra os diversos caminhos passíveis de serem seguidos durante a análise de estruturas concebidas para altas velocidades, ou seja, superiores a 200 km/h.

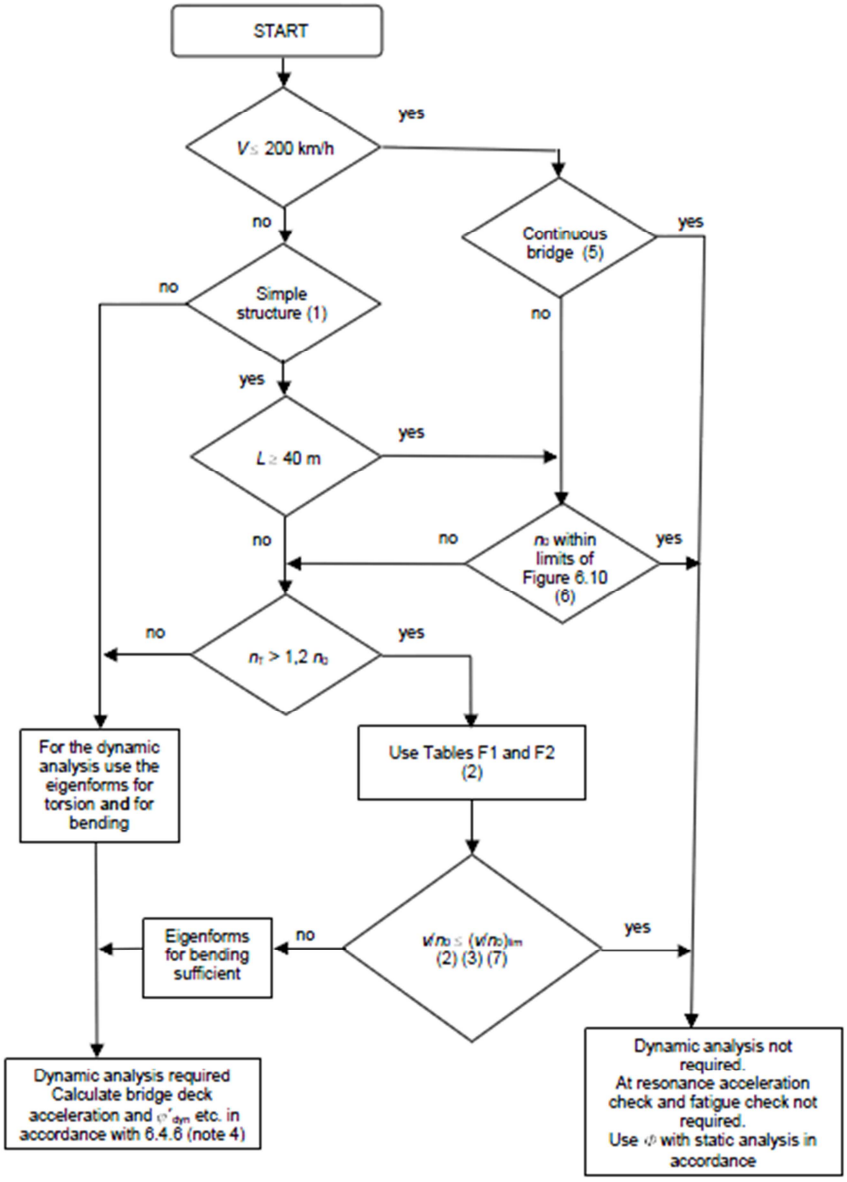


Figura 2.5 – Fluxograma de apoio à decisão de realização de uma análise dinâmica da ponte [15]

Na figura precedente, pode-se averiguar que o processo de decisão depende de vários parâmetros, de entre os quais se destacam a velocidade máxima de circulação na linha V, em km/h, o comprimento do vão L expresso em metros, as frequências fundamentais de flexão vertical e de torção, respetivamente n_0 e n_T, e a velocidade nominal máxima v, que é tomada geralmente igual a V. No Anexo F da norma EN1991-2 [15] encontram-se os valores limite da razão v/n_0 . Ressalva-se que os limites superior (1) e inferior (2) do parâmetro n_0 indicados no fluxograma encontram-se definidos pelas equações (2.6) e (2.7).

A partir da análise do fluxograma é possível destacar as seguintes duas situações, nos quais as pontes dimensionadas para velocidades superiores a 200 km/h não necessitam de verificações dinâmicas adicionais:

- No caso de estruturas simples, com vão superior a 40 m e em que a frequência natural de flexão (n_0) esteja dentro dos limites estabelecidos na Figura 2.5.
- No caso de estruturas simples em que o acoplamento dos modos de flexão e de torção não seja expectável ($n_T \geq 1{,}2n_0$) e em que se verifiquem os valores máximos de v_{lim}/n_0.

2.2.2.2 Modelos de tráfego ferroviário a utilizar em análises dinâmicas

Durante as análises dinâmicas devem ser consideradas as características dos comboios europeus de alta velocidade, isto é, as cargas por eixo e o espaçamento entre eixos. Atualmente existem no continente europeu três tipos diferentes de comboios de alta velocidade em circulação [15]:

- Comboios articulados: os *bogies* das carruagens são partilhados por carruagens adjacentes. São exemplos os seguintes comboios: TGV, EUROSTAR e Thalys2.

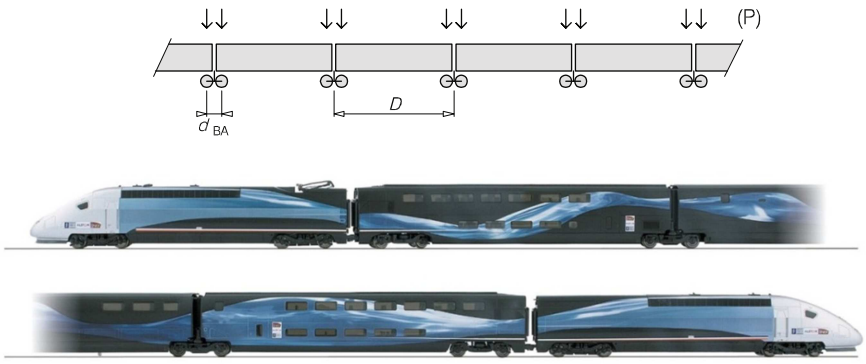


Figura 2.6 – Comboio Articulado da Rede Ferroviária Europeia de Alta Velocidade [19]

- Comboios convencionais: cada carruagem possui dois *bogies* independentes, cada um com dois eixos. Tal verifica-se em comboios como: ICE2, ETR-Y500, Virgin e Alfa Pendular.

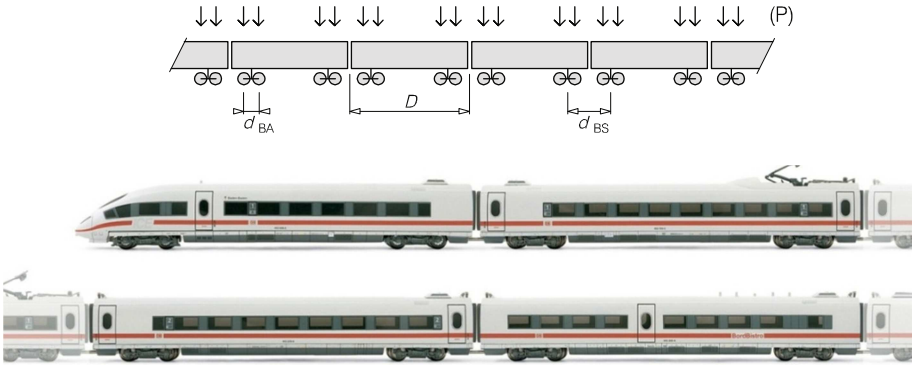


Figura 2.7 – Comboio Convencional da Rede Ferroviária Europeia de Alta Velocidade [19]

- Comboios regulares: as carruagens são igualmente articuladas, mas o apoio resume-se a um só eixo entre duas carruagens e não a um *bogie*. É o caso do TALGO-AVE2.

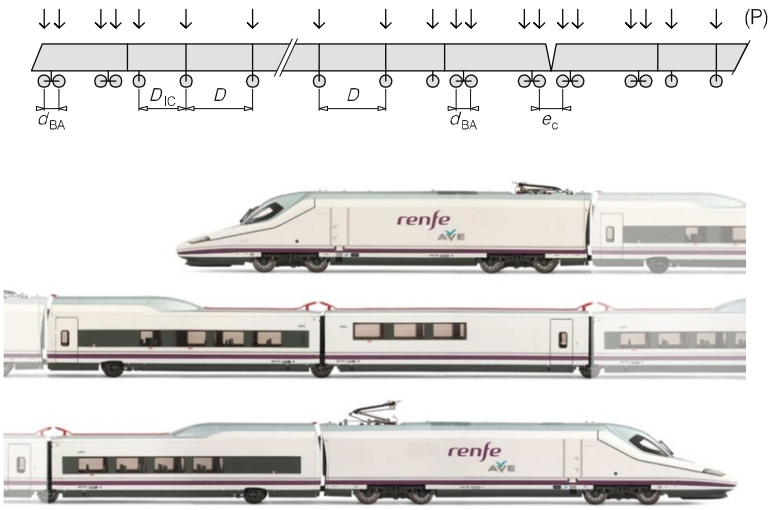


Figura 2.8 – Comboios Regulares da Rede Ferroviária Europeia de Alta velocidade [19]

Realça-se que é efetuada uma explicação aprofundada sobre os vários comboios europeus de alta velocidade e os países em que surgiram e por onde circulam na secção 5.2, todavia, as principais características encontram-se resumidas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Características dos comboios de alta velocidade europeus [14]

Comboio	País de circulação	Tipologia	Velocidade máxima [km/h]	Comprimento [m]	Distância entre eixos [m]	Cargas por eixo [kN]
TGV	França	Articulado	400	468,1	18,7	163 a 170
Eurostar	França/Inglaterra	Articulado	300	386,7	18,7	170
Thalys2	Bélgica/França	Articulado	300	393,3	18,7	163 a 170
ICE2	Alemanha	Convencional	330	350,5	26,4	112 a 195
ETR-Y-500	Itália	Convencional	300	295,7	26,1	120 a 187
Virgin	Reino Unido	Convencional	225	258,7	23,9	170
Alfa Pendular	Portugal	Convencional	220	151,2	25,9	132,8
TALGO	Espanha	Regular	350	356,1	13,14	170

Para proceder à avaliação do efeito dinâmico de um determinado comboio pode utilizar-se o conceito da assinatura do comboio (S_0), definido pela seguinte relação [8]:

$$S_0(\lambda) = \underset{i=1\ a\ M}{MAX} \sqrt{\left[\sum_{k=1}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right]^2 + \left[\sum_{k=1}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right]^2} \tag{2.12}$$

em que M é o número de eixos do comboio, λ é o comprimento de onda de excitação e P_k corresponde ao valor da carga do eixo k, situado a uma distância x_k do 1º eixo (P_1).

Efetivamente, este conceito de assinatura de um comboio (S_0) é uma ferramenta bastante útil visto que permite estabelecer uma medida de comparação da agressividade do material rolante existente e futuro. Em termos físicos, a assinatura de um comboio pode ser explicada como uma transformada de *Fourier* da ação induzida por um conjunto de cargas, as quais constituem os eixos do comboio, indicando assim os comprimentos de onda nos quais esse conjunto produz os maiores efeitos.

Através da Figura 2.9 são representadas as assinaturas (S_0) dos vários comboios reais de alta velocidade atualmente em circulação na Europa, em função do comprimento de onda λ.

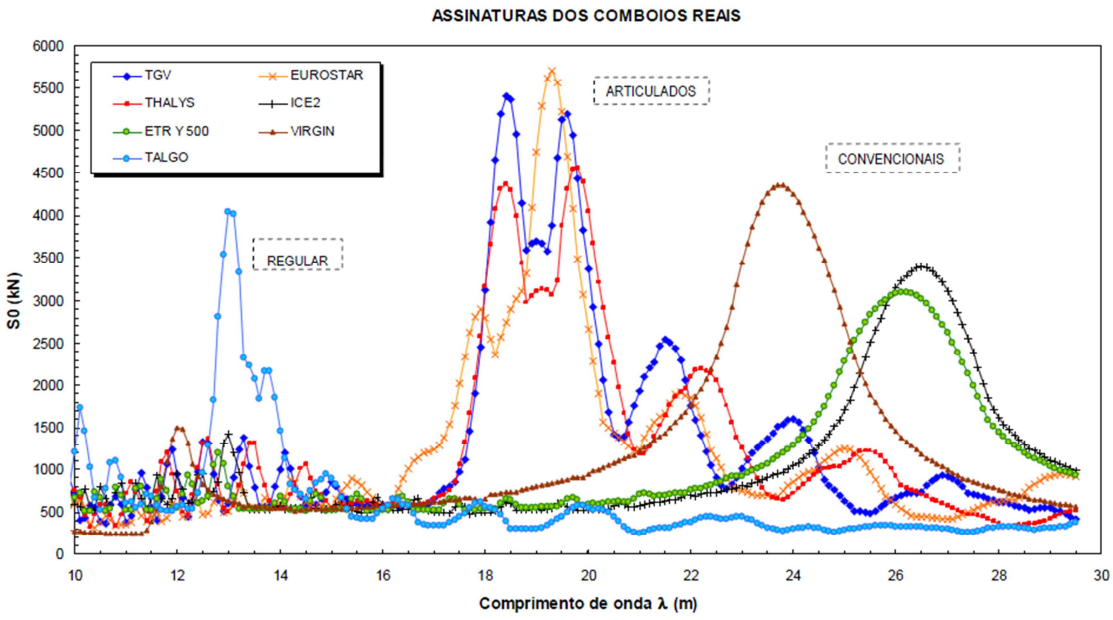


Figura 2.9 – Assinatura (S_0) dos comboios de alta velocidade em circulação nas linhas europeias [20]

A análise da figura anterior remete para a existência de um ou vários picos associados à distância característica entre eixos (D) de cada comboio, e permite ainda identificar as gamas de comprimento de onda predominantemente excitáveis pelos comboios atualmente em circulação nas linhas de alta velocidade europeias: 17 m a 21 m para comboios articulados, 24 m a 28 m no caso de comboios convencionais e 13 m a 14 m para o comboio regular *Talgo*.

Com vista a promover as interligações culturais, sociais e económicas dentro do espaço comunitário, as especificações técnicas de interoperabilidade das linhas de alta velocidade (TSI, 2002) introduziram um conjunto de princípios que visam uniformizar e compatibilizar as diversas realidades europeias no que respeita às características da via, da rede de alimentação e de sinalização, ao tipo de material rolante e aos critérios de dimensionamento das infraestruturas.

Deste modo, no caso de pontes situadas em linhas internacionais cujo dimensionamento deva atender às especificações de interoperabilidade (TSI, 2002), as análises dinâmicas deverão também compreender o modelo de cargas HSLM (*High Speed Load Model*). Este modelo desenvolvido pela comissão de especialistas ERRI D 214/RP 9 [8], considera duas formas distintas, o HSLM-A e o HSLM-B.

O HSLM-A é constituído por dez comboios distintos com configuração apresentada na Figura 2.10 e características indicadas no Quadro 2.3, onde D é o comprimento das carrugens, N é o número de carruagens intermédias, d é a distância entre eixos do mesmo bogie e P é a carga por eixo.

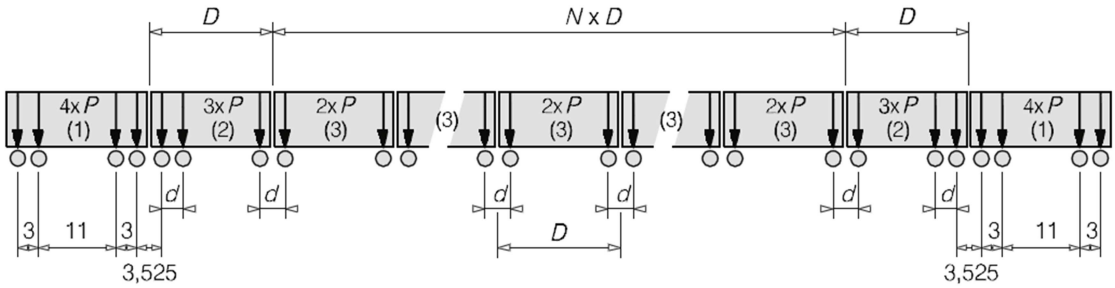


Figura 2.10 – Modelo de cargas HSLM-A [15]

Quadro 2.3 – Características do modelo HSLM-A [15]

Comboio Universal	Nº de carruagens intermédias N	Comprimento das carruagens D (m)	Distância entre eixos do bogie d (m)	Carga por eixo P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Este modelo pode ser utilizado em qualquer tipo de estrutura com vão superior a 7 m, e em pontes contínuas ou que possuam estrutura complexa com vãos inferiores a 7 m.

É de notar que o modelo inicialmente proposto pela comissão ERRI D214 designava-se por comboio universal UNIV-A e foi desenvolvido tendo por base a composição do comboio articulado *Eurostar* ($P = 170\ kN$), fazendo variar o comprimento das carruagens D entre 18 m e 27 m. Efetivamente, o UNIV-A foi definido com vista a que a sua assinatura $S_0(\lambda)$ se revelasse superior às assinaturas de comboios articulados (*Eurostar* e *Thalys 2*) e convencionais (*ICE 2* e *ETR*); todavia, à posteriori, constatou-se que as assinaturas dos comboios *Virgin* e *Talgo* não eram cobertas por este modelo. Deste modo, foi proposta uma envolvente regulamentar reformulada da assinatura $S_0(\lambda)$ de forma a englobar também os efeitos destes dois comboios [20].

A envolvente das assinaturas (S_0) dos 10 comboios que constituem o modelo de cálculo HSLM-A, em função do comprimento de onda λ encontra-se ilustrada nas figura seguinte.

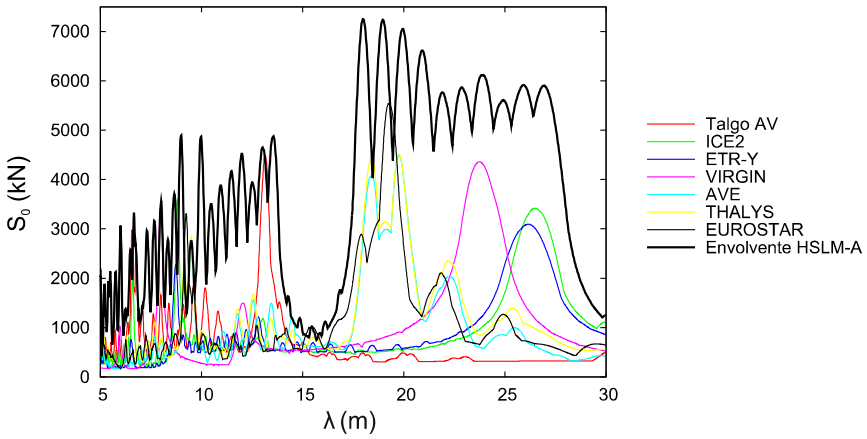


Figura 2.11 – Comparação da envolvente da assinatura dinâmica (S_0) do modelo HSLM-A com os diferentes tipos de comboio de alta velocidade existentes em função do comprimento de onda (λ) [21]

Alternativamente, para estruturas cujos vãos são simplesmente apoiados e inferiores a 7 metros, constatou-se que para além do afastamento entre eixos D, também o afastamento entre eixos dos bogies d possui uma grande influência na agressividade do comboio. Neste contexto, o modelo que melhor se adequa é o modelo HSLM-B, sendo constituído por uma sucessão de N cargas pontuais de 170 kN afastadas de uma distância d, como ilustra a Figura 2.12.

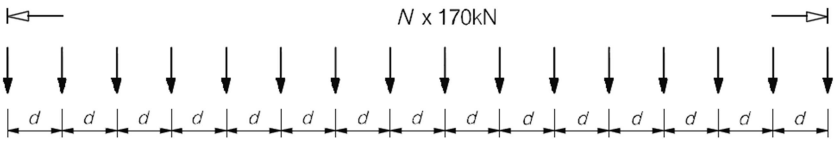


Figura 2.12 – Configuração genérica do modelo de carga HSLM-B [15]

Através da Figura 2.13, especifica-se o número de cargas pontuais N e o afastamento uniforme d entre cargas, para um determinado vão L (1 m $\leq L \leq$ 7 m).

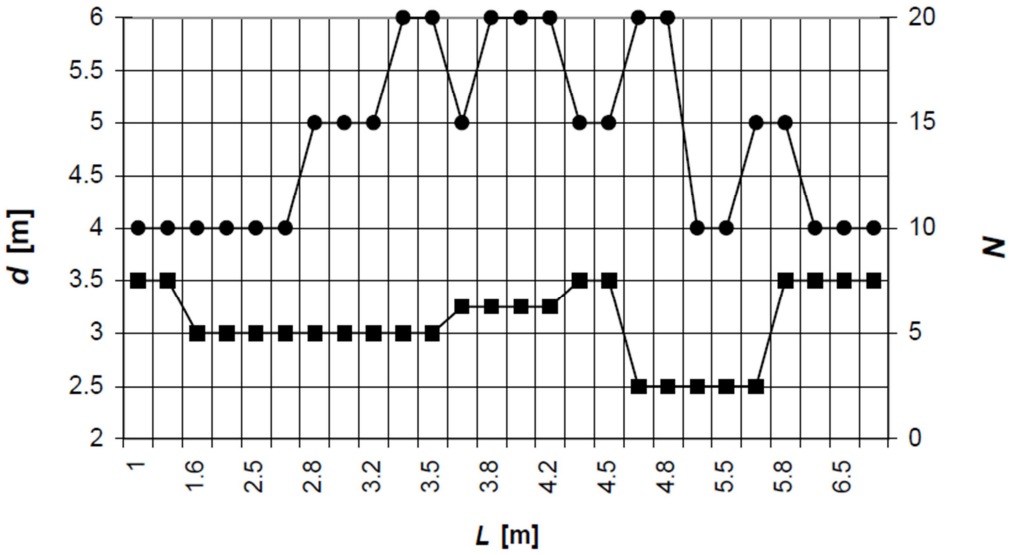


Figura 2.13 – Determinação do número de cargas pontuais $\boldsymbol{N}$ e do afastamento uniforme $\boldsymbol{d}$ entre cargas [15]

2.2.2.3 Parâmetros a utilizar no cálculo dinâmico da estrutura

Os modelos de carga não foram os únicos a ser alvo de investigações, de facto, durante uma análise dinâmica existem também determinados parâmetros da estrutura cuja avaliação é de importância relevante, nomeadamente a velocidade, a rigidez, a massa ou o amortecimento.

i. Gama de velocidades

Relativamente à gama de velocidades, revela-se importante estudar, para cada comboio real e para o modelo HSLM, um conjunto de velocidades compreendidas entre 40 m/s (≈145 km/h) e a máxima velocidade de cálculo, considerada normalmente 1,2 vezes superior à velocidade máxima de circulação. Este fator multiplicativo representa uma margem de segurança relativamente às incertezas na determinação das frequências naturais da estrutura e consequentemente das velocidades de ressonância.

É de notar que caso as estruturas apresentem um comportamento semelhante ao de uma viga simplesmente apoiada, as velocidades de ressonância poderão ser estimadas através da seguinte expressão:

$$v_{res} = n_0 \lambda_i \tag{2.13}$$

em que n_0 é a frequência natural de vibração da estrutura e λ_i é o comprimento principal de onda da excitação que se determina da seguinte forma:

$$\lambda_i = \frac{D}{i} \tag{2.14}$$

onde D é o espaçamento regular entre grupos de eixos e i é um inteiro (1,2,3,4,…).

ii. Rigidez

Por sua vez, a rigidez revela-se como um dos parâmetros de maior relevo na determinação das frequências naturais da estrutura, sendo também o mais difícil de avaliar com precisão. Isto porque, são vários os fatores que influenciam a rigidez da ponte, desde a tipologia estrutural, passando pelos materiais que constituem os seus elementos e pelas características geométricas em termos de vãos e secções dos seus elementos. Por outro lado, deverá ser levada em consideração a fissuração do betão sobre as zonas de apoio.

De facto, como explicitado na secção 2.2.2, um pico de ressonância ocorre quando um múltiplo da frequência de excitação coincide com uma frequência natural da estrutura. Deste modo, uma sobrestimação da rigidez implica um aumento das frequências naturais e, por conseguinte, das velocidades de ressonância. Neste contexto, durante a análise dinâmica deve ser considerado um limite inferior da rigidez com vista a obterem-se picos de resposta para velocidades críticas mais baixas.

iii. Massa

A resposta dinâmica é influenciada pela massa no que diz respeito à variação das frequências naturais da estrutura e à variação da amplitude da resposta dinâmica. Por questões de segurança, a norma EN1991-2 [15] especifica um limite inferior e um superior para a massa do tabuleiro. Com efeito, estes limites baseiam-se essencialmente nos seguintes dois aspetos:

- em ressonância a aceleração vertical da estrutura é inversamente proporcional à massa, portanto, a utilização de um valor subestimado da massa conduzirá a acelerações máximas;
- as frequências naturais da estrutura diminuem com o aumenta da massa e os picos de ressonância da resposta ocorrem quando a frequência da ação é um múltiplo inteiro das frequências da estrutura, neste sentido, uma sobrestimação da massa conduz a uma diminuição das velocidades de ressonância, cenário que se traduz numa avaliação conservativa das velocidades críticas.

Ressalva-se que quando se estuda este parâmetro deve-se ter em consideração não só a massa dos elementos estruturais mas também a massa dos elementos não estruturais, como o balastro, o guarda-balastro, os carris ou as travessas.

iv. Amortecimento

Amortecimento é sinónimo de dissipação de energia mecânica por parte da estrutura e todas as pontes ferroviárias o possuem em maior ou menor grau. Este fenómeno sofre a contribuição dos elementos estruturais através do amortecimento do material e das juntas ou apoios da estrutura. Por outro lado, consoante o maior ou menor número e dimensão dos elementos não estruturais, estes podem contribuir mais ou menos para o amortecimento global da estrutura. Verifica-se ainda uma dissipação de energia por meio das vibrações transmitidas pelo tabuleiro aos pilares e encontros através dos apoios, que são posteriormente transmitidas ao solo pelas fundações.

Com efeito, o amortecimento é uma propriedade que se tem revelado de difícil quantificação, como se pode averiguar pela Figura 2.14 a comissão D124 do ERRI averiguou a potencial relação entre a tipologia estrutural, o vão da ponte e os valores de amortecimento. Estes resultados advêm de medições experimentais de amortecimento global de um conjunto de pontes cujas tipologias estruturais variam entre aço, betão, mistas e do tipo “filler beam”. A análise dos valores evidencia uma

certa correlação entre o amortecimento e o vão, verificando-se que os coeficientes de amortecimento mais elevados estão associados a pontes de pequeno vão [8].

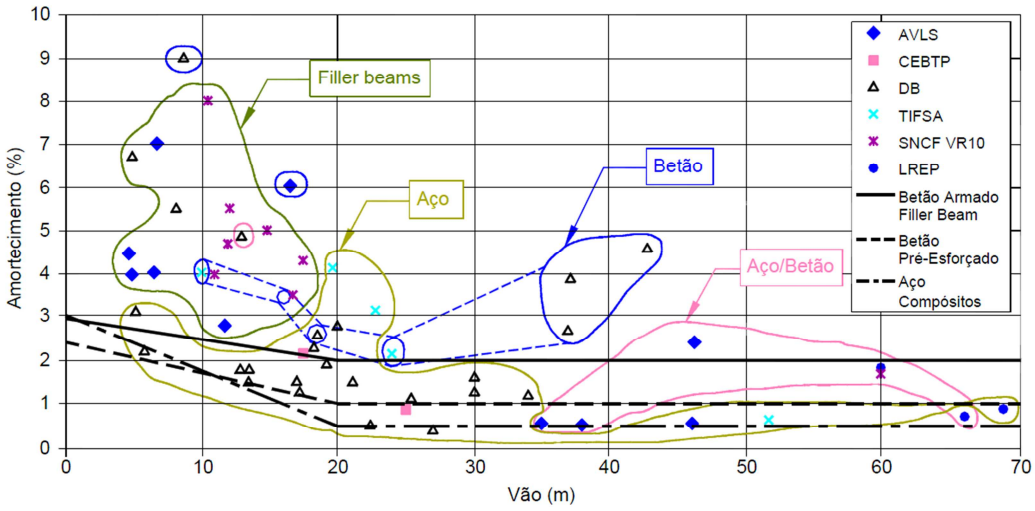


Figura 2.14 – Valores do coeficiente de amortecimento em função do vão do tabuleiro [8]

A existência de dispersão de resultados conduziu a norma EN1991-2 [15] a prever três curvas a adotar durante o dimensionamento (Quadro 2.4), curvas essas que conduzem a uma nítida subestimação dos valores do coeficiente de amortecimento. Esta subestimação é explicada pelo facto de a resposta dinâmica da estrutura ser em situações de ressonância fortemente dependente do amortecimento.

Quadro 2.4 – Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) para efeitos de dimensionamento [15]

Tipo de ponte	Limite inferior do coeficiente de amortecimento ξ (%)	
	Vão L< 20 m	Vão L ≥ 20m
Aço ou composta	$\zeta = 0{,}5 + 0{,}125\ (20 - L)$	$\zeta = 0{,}5$
Betão pré-esforçado	$\zeta = 1{,}0 + 0{,}07\ (20 - L)$	$\zeta = 1{,}0$
“Filler-beam” e Betão armado	$\zeta = 1{,}5 + 0{,}07\ (20 - L)$	$\zeta = 1{,}5$

É de notar que estas curvas de dimensionamento estão adaptadas às formas de construção e estruturas recentes. Em estruturas mais antigas, ensaios experimentais revelam que com o tempo, em consequência por exemplo da deterioração das estruturas e dos aparelhos de apoio, o amortecimento tende a aumentar. Realça-se que estas condições, embora definidas regulamentarmente, ainda se revelam problemáticas por encaminharem frequentemente ao sobredimensionamento das estruturas.

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 [15] apresenta uma alternativa em que o efeito favorável desta interação é considerado de uma forma aproximada através da introdução de um coeficiente de amortecimento adicional ($\Delta\xi$). A expressão empírica (2.15) 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

$1000 \leq L/f \leq 2000$, em que f é a flecha a meio vão devida ao modelo de cargas LM71 majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico. Ressalva-se que para pontes contínuas deve-se considerar o vão que conduz ao menor amortecimento adicional.

$$\Delta\zeta = \frac{0{,}0187L - 0{,}00064L^2}{1 - 0{,}0441L - 0{,}0044L^2 + 0{,}000255L^3}\,(\%) \tag{2.15}$$

A observação da Figura 2.15 permite constatar que o amortecimento adicional ($\Delta\xi$), em função do vão (L), possui um máximo por volta dos 15 m e um valor nulo para um comprimento total de 30 m. Segundo a comissão D214 ERRI [8], atendendo a que o amortecimento adicional é representativo da energia transferida da estrutura para o veículo, mais concretamente para as suas suspensões primárias, facilmente se justifica, em termos físicos, o andamento deste gráfico. De facto, em vãos pequenos (L = 5 m) a energia transferida é pequena, por sua vez em vãos maiores (L = 30 m) a energia é transferida para o veículo e novamente para a estrutura, em consequência da reversão do sentido do movimento das suspensões primárias, pelo que em ambas as situações resultam valores reduzidos de ($\Delta\xi$). Todavia, em vãos intermédios, obtêm-se valores superiores de ($\Delta\xi$) pois a energia é transmitida para os veículos mas não é retransmitida para a estrutura, uma vez que a reversão das suspensões ocorre já com o comboio fora da estrutura.

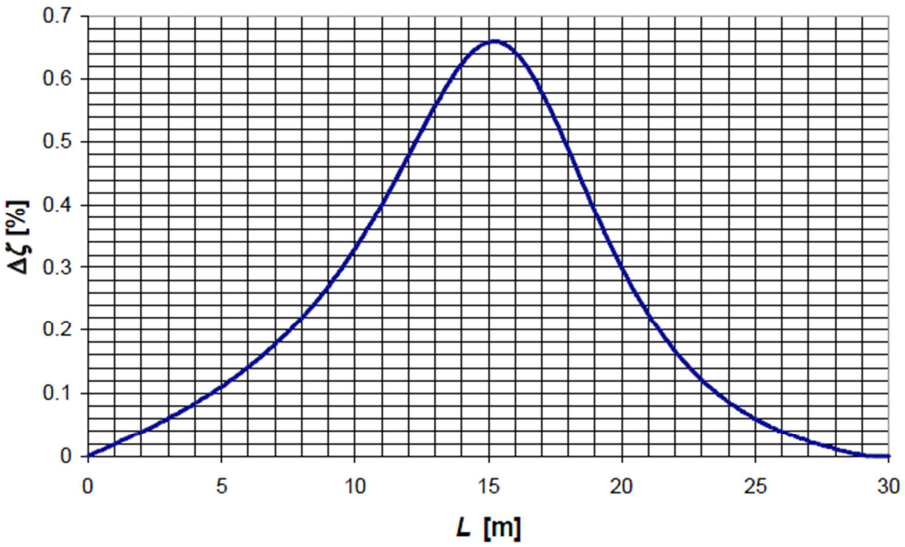


Figura 2.15 – Amortecimento adicional ($\Delta\xi$) em função do vão ($\boldsymbol{L}$) [15]

Concluindo, na análise dinâmica sem interação o valor final de amortecimento ζ_{TOTAL} resulta da adição entre o limite inferior do amortecimento crítico ζ (%) e o amortecimento adicional ($\Delta\xi$).

$$\zeta_{TOTAL} = \zeta + \Delta\zeta \tag{2.16}$$

2.3. ESTADOS LIMITE ESPECÍFICOS DAS PONTES E VIADUTOS FERROVIÁRIOS

Ao longo desta secção serão abordadas as verificações específicas para pontes ferroviárias, estabelecidas pelas normas EN1991-2 [15] e EN1990-Annex A2 [16] e que abrangem os seguintes critérios de segurança [22]:

- Segurança estrutural: as vibrações resultantes da passagem pela estrutura de grupos regulares de eixos podem induzir fenómenos de amplificação dinâmica e fadiga dos materiais;
- Estabilidade da via: deformações ou vibrações exageradas da ponte podem conduzir à perda de contacto entre a roda e o carril assim como a movimentação da camada de balastro pode levar à instabilidade da via;
- Conforto dos passageiros: as vibrações transmitidas pela ponte aos comboios, aquando de acelerações elevadas, podem causar o desconforto dos passageiros.

2.3.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL (ELU)

A verificação de uma ponte em relação ao Estado Limite Último (ELU) deve considerar como valores característicos das sobrecargas ferroviárias os valores mais desfavoráveis obtidos entre a análise estática e a dinâmica, caso esta não seja dispensável. Neste sentido, apresentam-se de seguida os dois processos de cálculo a avaliar de forma a obter a situação mais desfavorável:

- cálculo estático do modelo de cálculo LM71 e SW/0 (para estruturas contínuas), multiplicado pelo respetivo fator dinâmico ϕ (já definido na secção 2.2.1.4):

$$\phi \times (LM71" + "SW/0) \tag{2.17}$$

- cálculo dinâmico dos comboios reais de alta velocidade (RT) ou dos modelos de cálculo HSLM (“*High Speed Load Model”*), aplicados sobre uma via:

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2}\right) \times \begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \tag{2.18}$$

Na expressão anterior o coeficiente φ'_{dyn} representa o fator de amplificação dinâmica, obtido a partir da equação (2.19), em que y_{dyn} representa o valor máximo da resposta dinâmica num determinado local da estrutura e y_{stat} simboliza o valor máximo alcançado da resposta estática.

$$\varphi'_{dyn} = max\left|\frac{y_{dyn}}{y_{stat}}\right| - 1 \tag{2.19}$$

Por sua vez, o parâmetro φ'' refere-se ao acréscimo da resposta dinâmica provocado pelas irregularidades da via e das rodas dos veículos, parâmetro este já ilustrado durante a secção 2.2.1.4 através da equação (2.4).

2.3.2. ESTABILIDADE DA VIA

As normas europeias EN1991-2 [15] e EN1990-A2 [16] ajudam a definir um conjunto de verificações que visam garantir a segurança da via e do tráfego. De facto, estes critérios baseiam-se no controlo de vários fatores, desde a instabilidade do balastro, às reduções de contacto entre a roda e o carril, passando pelo deslocamento longitudinal ou pela torção do tabuleiro. No decorrer desta secção aborda-se especificamente a aceleração vertical do tabuleiro.

Outra temática de grande importância durante a realização do dimensionamento de uma ponte férrea prende-se com a origem do desalinhamento da via devido às migrações laterais do balastro, que se revelam mais acentuadas em pontes de vãos até 20 metros. Esta situação para além de trazer problemas em termos de segurança de circulação, implica um esforço adicional de manutenção da via e o consequente agravamento dos seus custos.

Efetivamente, o estabelecimento dos níveis de aceleração vertical do tabuleiro, mencionados no Quadro 2.5, ajuda a limitar a ocorrência de fenómenos de instabilidade que conduzam à perda da resistência lateral da via balastrada, ou à redução do contacto entre a roda e o carril por efeito do decréscimo das forças de contacto em vias não balastradas.

Quadro 2.5 – Aceleração vertical limite no tabuleiro da estrutura [16]

Tipo de via	Valor limite regulamentar da aceleração vertical (m/s^2)
Vias balastradas	3,5
Vias fixas diretamente ao tabuleiro (não balastradas)	5,0

Por outro lado, para obtenção dos valores máximos da aceleração realiza-se um cálculo dinâmico dos comboios reais de alta velocidade e dos esquemas de cálculo do modelo HSLM, no caso de linhas interoperáveis, considerando apenas uma via carregada. Este estudo deve considerar a contribuição de modos com frequências até ao valor máximo de:

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

Numa análise crítica da verificação regulamentar da aceleração vertical, importa referir que a definição deste valor limite em vias balastradas foi desenvolvida pela comissão de especialistas D214 da ERRI, em seguimento de uma campanha de ensaios desenvolvidos no laboratório alemão BAM (*Federal Institute for Material Research and Testing*). Estes ensaios consistiam na submissão de uma via balastrada a várias acelerações, numa gama de frequências entre os 2 e 20 Hz. Na Figura 2.16 encontra-se ilustrada a função de transferência do balastro, definida como a relação entre o nível de aceleração nas travessas (av,t) e a aceleração medida na base da camada de balastro (av,b), em função da frequência de excitação (f) e do nível de aceleração vertical do tabuleiro (a= av,b).

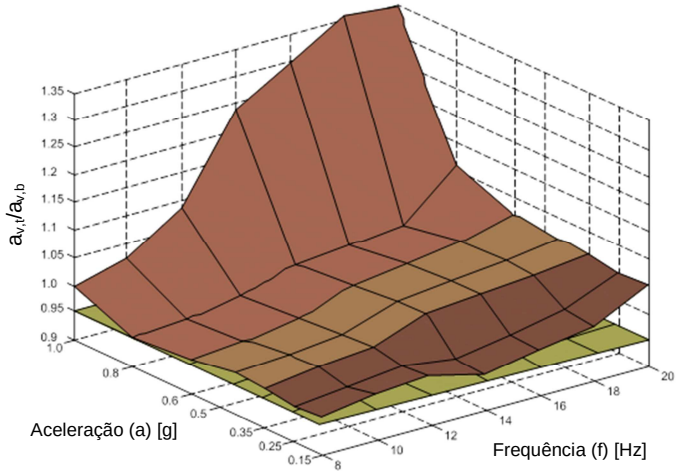


Figura 2.16 – Função de transferência do balastro, em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) [8]

Um olhar atento da função anteriormente ilustrada permite constatar que os fenómenos de instabilidade da camada de balastro, caracterizados por uma diminuição das forças atríticas entre as partículas de balastro e entre a camada de balastro e as travessas, se revelam evidentes para níveis de aceleração entre os 0,7g e os 0,8g. Denota-se ainda que os valores máximos da função de transferência são obtidos para frequências de excitação da ordem dos 20 Hz, no entanto, não se vislumbra qualquer tendência de decréscimo. Neste sentido, determinou-se que a avaliação da instabilidade do balastro se deveria processar segundo uma gama de frequências superior, tendo sido proposto entretanto o valor de 30 Hz como limite máximo da frequência de excitação.

Todavia, este limite regulamentar não é completamente aceite, desenvolvendo-se recentemente pesquisas por Baeßler e Zacher [23] baseadas em observações do comportamento *in situ* do balastro, em ensaios experimentais e em análises numéricas complexas, com vista a complementar a regulamentação de forma mais adequada ao nível dos estados limite para a segurança da via. Como é possível visualizar na Figura 2.17, as referidas investigações têm vindo a estudar o comportamento da camada de balastro para frequências de excitação até 60 Hz e níveis de aceleração até 1g.

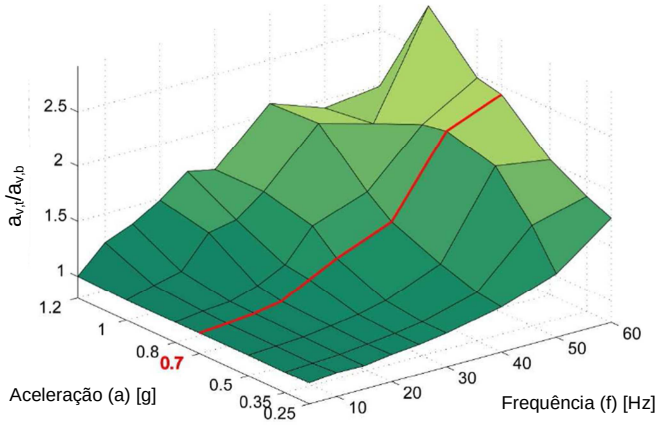


Figura 2.17 – Função de transferência do balastro, em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) [20]

Os resultados obtidos com este modelo são análogos aos primeiros ensaios realizados sobre o tema, quer em termos de evolução da função de transferência até 20 Hz, quer para o valor de acelerações em que se denota instabilidade da camada do balastro. Com efeito, a conclusão extraída deste último estudo da função de transferência foi a de que realmente existe uma tendência de crescimento até aos 60 Hz.

De facto, com base no exposto precedentemente, pode concluir-se que o critério regulamentar vigente é bastante conservador, na medida em que os limites impostos são afetados de um fator de segurança de 2,0. Neste sentido, as recomendações que resultam das investigações atuais remetem para uma alteração da gama de frequências a considerar na análise dinâmica, sendo a frequência limite o mínimo dos seguintes valores:

- 60 Hz;
- frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfego.

Por outro lado, os limites de aceleração ditados pela norma EN1991-2 [15] têm-se revelado uma fonte de sobredimensionamento das estruturas. Analisando a regulamentação facilmente se conclui que basta ultrapassar uma vez a aceleração máxima na base da camada de balastro para se considerar que a estrutura não cumpre o critério de segurança. Com vista a alterar esta situação, ao limite de aceleração máxima é preciso adicionar a consideração do número de ciclos de vibrações elevadas, cuja determinação é feita analisando o deslocamento lateral que conduz à perda da resistência lateral da via. Os cálculos realizados neste sentido permitiram chegar a um valor de 10 ciclos de vibrações elevadas permitidos.

Em suma, segundo recomendações complementares ao regulamento, as acelerações permitidas no tabuleiro da estrutura podem ser avaliadas segundo dois critérios que se completam:

- Especificações regulamentares descritas no Quadro 2.5;
- Excecionalmente é permitido que o valor regulamentar atual seja excedido em 10 ciclos sucessivos de vibração, não podendo neste caso a aceleração vertical ultrapassar os limites de aceleração expostos no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 – Aceleração limite no tabuleiro da estrutura

Tipo de via	Valor limite regulamentar da aceleração vertical (m/s^2)
Vias balastradas	5,5
Vias não balastradas	7,5

2.3.3. CONFORTO DOS PASSAGEIROS

A avaliação do conforto dos passageiros está diretamente relacionada com as acelerações sentidas no interior das carruagens do veículo aquando de passagem pela ponte. Com vista a avaliar este critério, a norma EN1990-A2 [16] define os valores máximos de aceleração vertical passíveis de serem sentidos dentro das carruagens (b_v), elucidados no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 – Níveis de conforto recomendados [16]

Nível de conforto	Valor máximo admissível da aceleração vertical b_v no interior das carruagens (m/s^2)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Efetivamente, a determinação direta destas acelerações limite só é possível através do recurso a modelos de interação veículo-estrutura, o que implica um elevado esforço computacional. Com o propósito de aligeirar o processo de verificação do nível de conforto, a norma sugere um procedimento simplificado para pontes constituídas por tramos simplesmente apoiados ou em viga contínua, cujos tramos apresentem comprimento inferior a 120 metros e não tenham variações significativas de rigidez. Este processo baseia-se na limitação da flecha vertical (δ) do tabuleiro ao longo do eixo de cada via; sendo que os valores limite de (δ) dependem do vão (L), da velocidade de circulação (v), do número de vãos e da configuração da ponte. É de notar que, a flecha vertical (δ) determina-se com o modelo de cargas LM71 afetado do respetivo fator dinâmico (ϕ) e considerando o fator de classificação (α) igual à unidade. Neste caso, em tabuleiros constituídos por múltiplas vias, o modelo LM71 só deve ser aplicado em uma das vias.

Assim, a partir da Figura 2.18 é possível visualizar os valores limite da relação (L/δ) para pontes constituídas por uma sucessão de três ou mais tramos simplesmente apoiados e para $b_v = 1{,}0$ m/s^2 (nível de conforto Muito Bom), em função do vão (L).

Ressalva-se que para os restantes níveis de conforto (Bom e Aceitável), os valores limite da relação (L/δ) deverão ser divididos por (b_v). Por outro lado, para situações em que o tabuleiro apresente menos de três tramos, os valores limite deverão ser multiplicados por 0,7; nos casos de tabuleiros constituídos por três ou mais tramos com continuidade, os valores limite deverão ser multiplicados por 0,9.

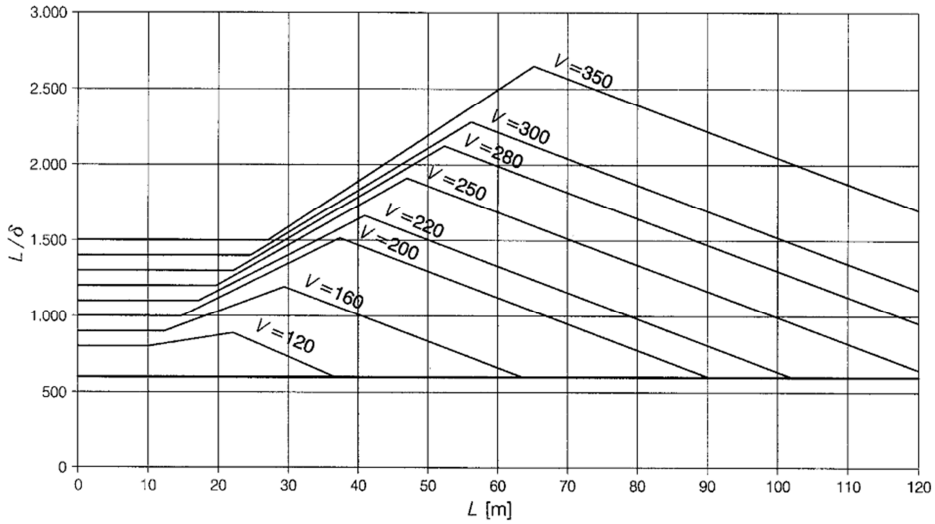


Figura 2.18 – Deflexão vertical máxima, em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, em função da velocidade, para um nível de conforto Muito Bom [16]

3
METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

3.1. INTRODUÇÃO

A passagem de um comboio sobre uma ponte implica a realização de uma análise dinâmica que deve abordar os efeitos de uma estrutura móvel, o veículo, sobre uma estrutura imóvel, a ponte. As metodologias desenvolvidas para este tipo de análise são várias:

- metodologias analíticas;
- metodologias simplificadas;
- metodologias empíricas;
- metodologias numéricas.

As metodologias analíticas envolvem os princípios básicos que governam a resposta dinâmica do sistema, todavia, para além de se traduzirem em análises altamente complexas, o seu campo de aplicabilidade é reduzido, abrangendo normalmente apenas estruturas e problemas muito simples. Em Frýba [24] é possível encontrar algumas soluções analíticas para problemas clássicos da passagem de uma ou várias cargas móveis sobre uma viga simplesmente apoiada.

Por sua vez, as metodologias simplificadas têm por base as analíticas, mas só se aplicam a vigas simplesmente apoiadas e em que o primeiro modo de vibração vertical é suficiente para caracterizar a resposta dinâmica. Esta metodologia não exige análises complexas, desenvolve antes respostas com base em séries harmónicas que geram uma envolvente de resultados. Com efeito, uma análise simplificada pode ser realizada tendo por base o método DER (*Decomposição da Excitação em Ressonância*) ou o método LIR (*Linha de Influência Residual*), ambos apresentados na tese de Ribeiro [17].

No que respeita a metodologias empíricas, apresentam como principal objetivo estimar resultados durante o estudo de uma ponte, através de extrapolações que resultam de campanhas de medições realizadas em pontes já existentes e sujeitas à passagem de comboios. Evidentemente, a contrapartida desta metodologia advém do facto de só poder ser aplicada em pontes com características similares às das usadas nas medições, bem como para comboios do mesmo tipo.

Finalmente, as análises numéricas sobressaem ao serem atualmente as mais utilizadas. A justificação resulta de permitirem analisar o comportamento dinâmico de estruturas e problemas com um elevado grau de complexidade usando, por exemplo, o método dos elementos finitos. De entre as metodologias numéricas mais usuais são de realçar os métodos com base em cargas móveis ou com interação ponte-comboio. A principal desvantagem deriva do tempo de cálculo normalmente excessivo, o que por vezes chega a limitar a otimização do dimensionamento. Todavia, salienta-se que hoje em dia

existe uma rápida evolução na capacidade de processamento dos computadores, o que tende a diluir esta inconveniente.

Durante as secções seguintes dá-se enfoque às metodologias numéricas, explicando-se com detalhe a implementação da metodologia de cargas móveis e de interação ponte-comboio, visto que um dos objetivos deste trabalho passa pela comparação dos resultados obtidos com estes dois métodos.

3.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA

3.2.1. ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

A análise da resposta dinâmica de uma ponte sob ação de tráfego ferroviário pode ser realizada de uma forma simplificada, adotando um conjunto de cargas em movimento para representar o comboio. Os resultados alcançados são bastante aceitáveis mas não completamente realistas, uma vez que a não modelação do comboio impede a realização de uma interação veículo-estrutura, o que por consequência conduz a que as variações de carregamento que advêm deste fenómeno sejam desprezadas. Para além disso, a própria massa do comboio, que aqui é desprezada, também pode contribuir para a alteração das frequências de excitação. Outra desvantagem recai sobre a impossibilidade de avaliar as acelerações no interior do comboio, para obter de forma direta e rigorosa o nível de conforto dos passageiros. Embora possua estes aspetos negativos, uma análise sem interação ponte-comboio tem como grande vantagem permitir poupar tempo de cálculo, revelando-se também mais fácil de implementar na maioria dos programas de cálculo comerciais.

3.2.1.1 Equação de equilíbrio dinâmico

A metodologia utilizada num problema de cargas móveis começa pela formulação das equações de equilíbrio dinâmico associadas a cada grau de liberdade. De facto, em cada ponto e para cada instante de tempo existe o equilíbrio entre as forças exteriores $F(t)$ e as forças interiores, que aglomeram as forças de inércia $F_i(t)$, as forças de amortecimento $F_a(t)$ e as forças elásticas $F_e(t)$. Este equilíbrio é estabelecido pelo intermédio da seguinte expressão:

$$F_i(\mathrm{t}) + F_a(\mathrm{t}) + F_e(\mathrm{t}) = \mathrm{F(t)} \tag{3.1}$$

A equação (3.1) pode ser desenvolvida atendendo a que as forças de inércia são obtidas através da multiplicação da matriz de massa global M pelo vetor das acelerações $(\ddot{u})$, as forças de amortecimento advêm do produto entre a matriz de amortecimento global C e o vetor das velocidades $(\dot{u})$, e as forças elásticas derivam da multiplicação da matriz de rigidez global K pelo vetor dos deslocamentos (u). Por sua vez, as matrizes globais são obtidas a partir da assemblagem das diversas matrizes locais correspondentes a cada elemento. Deste modo, a equação de equilíbrio dinâmico precedente pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\mathrm{M}\ddot{u}(\mathrm{t}) + \mathrm{C}\dot{u}(\mathrm{t}) + \mathrm{Ku(t)} = \mathrm{F(t)} \tag{3.2}$$

No que respeita às forças exteriores, advêm da assemblagem das forças nodais equivalentes em cada instante de tempo. Este procedimento é explicado de forma detalhada na secção seguinte.

3.2.1.2 Consideração de cargas móveis

O recurso a cargas móveis consiste na aplicação de um conjunto de forças verticais constantes em locais apropriados, nomeadamente sobre os carris, no caso de ser feita a modelação da via, simulando as cargas por eixo dos comboios que percorrem a ponte. Em termos práticos, a consideração das cargas móveis no problema dinâmico é realizada definindo funções de carga temporais nos nós pertencentes ao percurso de cargas. Assim sendo, em cada instante de tempo, o valor desta função simboliza a força nodal equivalente às cargas móveis.

Com efeito, para determinar as funções de carga temporais o primeiro passo é definir os nós que constituem o percurso das cargas móveis. Em seguida, é possível determinar a posição da carga r, no instante de tempo t através da equação (3.3):

$$x_r(t) = x_{r,inicial} + v \cdot t \tag{3.3}$$

Nesta expressão, $x_{r,inicial}$ representa a posição inicial do eixo r do comboio e é dada por:

$$x_{r,inicial} = x_{inicial} - d_r \tag{3.4}$$

em que d_r representa a distância entre o eixo r e o primeiro eixo do comboio cuja posição é $x_{inicial}$.

Após identificar as posições das cargas é necessário transformar as cargas do comboio em forças nodais equivalentes, para cada instante de tempo. Neste sentido, as referidas forças são calculadas por intermédio da função de forma (3.5) representada na Figura 3.1.

$$N_{r,k}(t) = \begin{cases} \dfrac{x_r - x_{k-1}}{x_k - x_{k-1}}, & \text{para } x_{k-1} \le x_r(t) \le x_k \\ \dfrac{x_{k+1} - x_r}{x_{k+1} - x_k}, & \text{para } x_k \le x_r(t) \le x_{k+1} \\ 0, & \text{para } x_r(t) \notin [x_{k-1}, x_{k+1}[\end{cases} \tag{3.5}$$

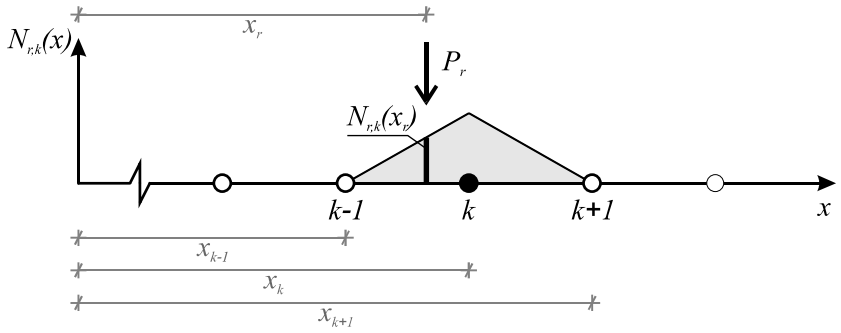


Figura 3.1 - Representação da função de forma para a aplicação das cargas por eixo no nó *k* do carril [14]

Nas expressões indicadas em (3.5), x_r simboliza a coordenada longitudinal do eixo do comboio, x_k corresponde ao nó k em análise, x_{k-1} e x_{k+1} representam os nós anterior e seguinte, respetivamente. Deste modo, é possível calcular para cada nó, num dado instante de tempo, a força devida a cada um dos eixos através da equação (3.6).

$$f_{\mathrm{k}}(\mathrm{t}) = \sum_{r=1}^{R} N_{r,k}(t) P_r \tag{3.6}$$

onde R é o número de eixos e P_r a carga exercida por eixo r.

No caso do modelo que representa o veículo ferroviário ser tridimensional em vez dos eixos consideram-se as rodas.

3.2.1.3 Resolução da equação de equilíbrio dinâmico

A equação de equilíbrio dinâmico é suscetível de ser resolvida com o apoio de diferentes métodos, durante este trabalho são descritos em pormenor dois deles, um método de integração direta, o método de Newmark, e o método de sobreposição modal.

i. Método de Integração Direta

De entre os vários métodos de integração direta existentes destaca-se o método de Newmark que integra equações do movimento no tempo e vê o seu conceito básico expresso nas seguintes expressões [25]:

$$\dot{u}(\mathrm{t} + \Delta\mathrm{t}) = \dot{u}(t) + \int_0^{\Delta t} \ddot{u}(t)\, dt \tag{3.7}$$

$$\mathrm{u}(\mathrm{t} + \Delta\mathrm{t}) = u(t) + \int_0^{\Delta t} \dot{u}(t)\, dt \tag{3.8}$$

Com efeito, no método em análise, os integrais das equações (3.7) e (3.8) são calculados mediante determinados parâmetros, como explicitado nas equações posteriormente indicadas:

$$\dot{u}(\mathrm{t} + \Delta\mathrm{t}) = \dot{u}(t) + [(1-\gamma)\Delta t] \times \ddot{u}(t) + \gamma\Delta t \times \ddot{u}(t + \Delta t) \tag{3.9}$$

$$\mathrm{u}(\mathrm{t} + \Delta\mathrm{t}) = u(t) + \Delta t \times \dot{u}(t) + [(1/2 - \beta)\Delta t^2] \times \ddot{u}(t) + [\beta\Delta t^2] \times \ddot{u}(t + \Delta t) \tag{3.10}$$

No método de Newmark, a estabilidade e precisão são controlados por intermédio dos parâmetros β e γ. Analisando as equações (3.9) e (3.10) constata-se que o fator γ confere uma variação linear no contributo da aceleração na alteração da velocidade, enquanto que o fator β tem o mesmo efeito na alteração do deslocamento. Com efeito, de acordo com Hughes βe γ podem ser definidos do seguinte modo [26]:

$$\gamma \geq 1/2 \tag{3.11}$$

$$\beta = (\gamma + 1/2)^2/4 \tag{3.12}$$

É de notar que, para os valores de γ indicados em (3.11) o método torna-se incondicionalmente estável, ou seja, os erros não são acumulados a cada intervalo de tempo, qualquer que ele seja. Por sua

vez, para os valores de β alcançados de acordo com a relação (3.12) atinge-se a máxima eficiência em termos de dissipação algorítmica. Verifica-se ainda que este método só exibe precisão de 2ª ordem para $\gamma = 1/2$, o que corresponde a tomar $\beta = 1/4$.

Com vista a garantir uma adequada representação dos primeiros modos de vibração, que geralmente se identificam como os que mais contribuem para a resposta, é importante fixar um incremento de tempo (Δt). A fixação deste valor deve cumprir o menor dos critérios (3.13) e (3.14) descritos em ERRI D214/RP 9 [8]:

$$\Delta \mathrm{t} = \frac{1}{8 f_{máx}} \tag{3.13}$$

$$\Delta \mathrm{t} = \frac{L}{4 n v_{máx}} \tag{3.14}$$

onde $f_{máx}$ é a frequência de vibração mais alta que se pretende considerar na resposta, L simboliza o comprimento do vão em análise, n o número de modos de vibração que se pretende incluir na resposta e $v_{máx}$ a velocidade máxima do comboio. Efetivamente, o primeiro critério visa assegurar que o ciclo do movimento sinusoidal de maior frequência seja representado pelo menos com oito pontos; já o segundo critério procura garantir que o incremento de tempo (Δt) escolhido consiga caracterizar com precisão suficiente a excitação. Assim, com base neste último critério, o tempo de atuação de uma dada carga que se desloca à velocidade $v_{máx}$ sobre a estrutura, dado por $L/v_{máx}$, é discretizado em $4n$ intervalos.

Contudo, Ribeiro [17] realizou análises comparativas das respostas de uma ponte para vários intervalos de tempo, concluindo que para se alcançar uma descrição mais adequada dos campos de acelerações na ponte seria melhor calcular o incremento de tempo (Δt) de acordo com a seguinte expressão [17]:

$$\Delta \mathrm{t} = \frac{1}{20 f_{máx}} \tag{3.15}$$

ii. Método da sobreposição modal

Como alternativa aos métodos de integração direta do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico pode recorrer-se ao método da sobreposição modal. É um método que se baseia no desacoplamento das equações diferenciais através da transformação das coordenadas iniciais em coordenadas modais. Deste modo, criando um sistema de equações linearmente independente é possível estudar cada modo de forma independente, o que facilita consideravelmente a resolução de equações dinâmicas. De facto, cada equação diferencial de um grau de liberdade pode ser resolvida por métodos de integração direta como o de Newmark, assim, após a resolução do sistema de equações independentes torna-se viável combinar todos os efeitos e sobrepô-los criando uma resposta total da estrutura.

Uma das grandes vantagens das equações passarem a ser independentes advém do facto de ser possível atribuir amortecimentos diferentes para cada modo. Neste sentido, as equações de equilíbrio expostas em (3.2) resultam em equações de equilíbrio dinâmico desligadas, ou seja, uma equação de equilíbrio por modo, substituindo-se as coordenadas gerais (u) por coordenadas modais (y_n). Assim sendo, a equação desligada referente ao modo de vibração n é dada por:

$$\mathrm{M}_n\ddot{y}_n(\mathrm{t}) + \mathrm{C}_n\dot{y}_n(\mathrm{t}) + \mathrm{K}_n\mathrm{y}_n(\mathrm{t}) = \mathrm{F}_n(\mathrm{t}) \tag{3.16}$$

onde M_n representa a massa modal, C_n o amortecimento modal, K_n a rigidez modal e F_n a força modal. Por meio de condições de ortogonalidade dos modos de vibração obtém-se:

$$\mathrm{M}_n = \phi_n^T M \phi_n \tag{3.17}$$

$$\mathrm{C}_n = \phi_n^T C \phi_n \tag{3.18}$$

$$\mathrm{K}_n = \phi_n^T K \phi_n \tag{3.19}$$

$$\mathrm{F}_n = \phi_n^T F(t) \tag{3.20}$$

Resolvendo as equações de equilíbrio determinam-se todas as coordenadas modais (y_n) ; posteriormente, sobrepõe-se os efeitos dos modos intervenientes na resposta e calcula-se o vetor dos deslocamentos finais de cada grau de liberdade (u) utilizando a seguinte equação:

$$\mathrm{u}\ (\mathrm{t}) = \sum_{n=1}^{N} \phi_n y_n(t) \tag{3.21}$$

Para determinar acelerações ou velocidades, o cálculo é similar ao dos deslocamentos, como se observa pelas seguintes expressões:

$$\ddot{u}_k(t) = \sum_{n=1}^{N} \phi_{n,k}\, \ddot{y}_n(t) \tag{3.22}$$

$$\dot{u}_k(t) = \sum_{n=1}^{N} \phi_{n,k}\, \dot{y}_n(t) \tag{3.23}$$

3.2.2. ANÁLISE COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

Uma análise dinâmica recorrendo a um método de interação ponte-comboio revela-se sempre mais rigorosa, na medida em que a modelação das duas estruturas possibilita a circulação do modelo do comboio sobre o modelo da ponte, permitindo avaliar quer as vibrações induzidas na obra de arte quer nas carruagens. De facto, a consideração de massas rolantes no modelo é determinante no comportamento dinâmico da estrutura, pois induz um amortecimento adicional e reduz as amplificações dinâmicas. É de notar que na secção 2.2.2.3 é feita referência a este amortecimento adicional considerado pela norma por intermédio da equação (2.15), para casos em que não se realize uma avaliação considerando a modelação do comboio.

Para a modelação de um comboio é necessário o conhecimento dos seus principais elementos e respetivas características mecânicas (Figura 3.2), neste sentido, são definidos de seguida os principais constituintes do veículo em estudo:

- Carruagem: simulada como um corpo rígido de massa M_c e inércia à rotação J_c;

- Suspensão secundária: garante a ligação entre a carruagem e os bogies, sendo simulada através de molas de rigidez K_s e amortecimento C_s;
- Bogie: simulado como um corpo rígido de massa M_b e inércia à rotação J_b;
- Suspensão primária: possibilita a ligação entre os bogies e as rodas, sendo simulada com recurso a molas de rigidez K_p e amortecimento C_p;
- Roda: simulada por intermédio de uma massa concentrada M_r.

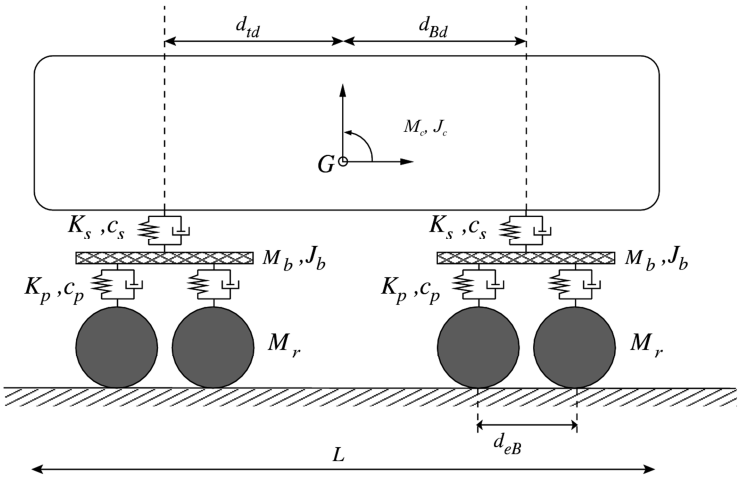


Figura 3.2 – Modelo de comboio para análises com interação ponte-comboio (adaptado de [21])

Relativamente ao processo de cálculo de interação ponte-comboio destacam-se essencialmente duas variantes, uma data de 1995 [18] e é baseada no cálculo iterativo do sistema, enquanto a segunda é recente e consiste num método não iterativo que conduz à obtenção de resultados mais rapidamente. Durante este trabalho é explicada apenas a análise que tem por base o processo iterativo, podendo a outra ser consultada através da bibliografia [27].

Efetivamente, a metodologia iterativa tem por base a hipótese de que a interação ocorre por meio de cargas verticais a atuar num único ponto e que as rodas do veículo permanecem sempre em contacto com a via. Quanto à modelação dos subsistemas, ponte e comboio, esta é efetuada de forma independente. Contudo, o cálculo destas duas estruturas é realizado de modo simultâneo ao longo do tempo com vista a compatibilizar os dois sistemas no que respeita a forças dinâmicas de interação e de deslocamento da ponte sob cargas móveis [25]. Neste sentido, são estabelecidas equações de equilíbrio, separando as equações referentes ao comboio (c) das da ponte (p) [26]:

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p \\ \ddot{u}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p \\ \dot{u}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p \\ u_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p \\ F_c \end{bmatrix} \tag{3.24}$$

De facto, é a tentativa de equilibrar estes dois sistemas, em cada instante, que remete a um processo iterativo; assim sendo, são descritos de forma sintética os vários passos envolvidos em cada iteração para atingir o equilíbrio global:

1. As cargas rolantes correspondentes aos eixos do comboio são aplicadas na ponte. Observando a expressão (3.25) constata-se que cada carga rolante $(F_p(t))$ apresenta uma componente

estática constante no tempo (F_{sta}) que simboliza a carga por eixo e uma componente dinâmica resultante da interação ponte-comboio ($F_{dyn}^{i-1}(t)$) relativa à iteração anterior. Salienta-se que esta parcela no instante inicial é nula. Da resolução do sistema de equações relativas à ponte retiram-se os respetivos deslocamentos nodais ($u_p^i(t)$);

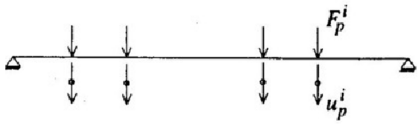
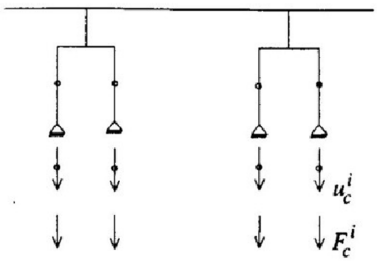
$$F_p(\mathrm{t}) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t) \tag{3.25}$$

2. Simultaneamente, o comboio é submetido à ação de assentamentos de apoio ($u_c^i(t)$), que têm como valor os deslocamentos da ponte na iteração anterior ($u_p^{i-1}(t)$) . Em seguida, resolvem-se as equações relativas ao comboio e encontram-se os valores das forças de reação em cada eixo ($F_c^i(t)$), que por sua vez, entrarão como a componente dinâmica das forças na ponte na iteração seguinte ($F_{dyn}^i(t)$);
3. No final de cada iteração utiliza-se um critério de convergência através da expressão (3.26), com o objetivo de avaliar se o resultado obtido já apresenta precisão suficiente. É de notar que o processo referente a um instante t termina se o valor da equação seguinte for igual ou inferior à tolerância admitida. Quando o resultado é satisfatório avança-se para o instante de tempo seguinte, caso contrário, realiza-se uma nova iteração.

$$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)} \tag{3.26}$$

Todos os passos que incorporam este processo iterativo para resolução de uma metodologia com interação ponte-comboio encontram-se esquematizados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Esquema da metodologia numérica que considera interação ponte-comboio [18]

	Ponte	Comboio
Esquema		
Ação	$F_p(\mathrm{t}) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t)$	$u_c^i(t) = u_p^{i-1}(t)$
Resultado	$u_c^i(t) = u_p^i(t)$	$F_{dyn}^i(t) = F_c^i(t)$
Critérios de convergência	$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)}$	se < tolerância → t+Δt se > tolerância → i+1

Outro aspeto a ter em atenção corresponde ao facto de considerar as irregularidades da via, sendo que o modelo computacional permite considerar durante uma análise dinâmica do sistema ponte-comboio irregularidades do seguinte tipo:

- trapezoidais;

- sinusoidais;
- lidas a partir de um ficheiro;
- geradas a partir de um determinado espetro de potência.

Com efeito, em termos de algoritmo de análise dinâmica do sistema ponte-comboio, apenas há que adicionar, para cada instante de tempo, ao deslocamento sob a carga rolante, calculado a partir da deformada da ponte, a irregularidade no ponto de percurso onde se localiza a carga [26].

3.3. DESCRIÇÃO DA APLICAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA EM ANSYS-MATLAB

A resolução dos métodos de análise numérica teve por base uma aplicação computacional designada TBI (***T**rain-**B**ridge **I**nteraction*) e criada por Ribeiro [28]. Esta aplicação, desenvolvida em MATLAB, tanto considera dois subsistemas, ponte e comboio, modelados de forma independente que interagem através de uma metodologia iterativa, como aborda apenas o modelo numérico da ponte e aplica um conjunto de cargas móveis.

Com efeito, os modelos numéricos da ponte e do comboio são criados por intermédio do programa ANSYS. A interligação entre os dois programas do cálculo, ANSYS e MATLAB, ocorre em modo *batch*, o que permite uma extração rápida e automática da informação importante de cada modelo numérico.

Esta aplicação apresenta um desenvolvimento interessante ao aglomerar metodologias distintas na resolução das equações de equilíbrio dinâmico da ponte e do comboio. Deste modo, no caso do subsistema ponte recorre-se ao método de sobreposição modal, que permite reduzir significativamente o tempo de análise ao resolver um conjunto de equações de equilíbrio dinâmico desligadas, cada uma em correspondência com um modo de vibração da estrutura, e considerando apenas a informação modal dos nós do caminho de cargas onde existem forças aplicadas. Por sua vez, o cálculo do subsistema comboio baseia-se num método de integração direta, o método de Newmark, em consequência da existência de amortecedores localizados nos veículos que impedem o desacoplamento das equações de equilíbrio dinâmico do comboio.

Com o objetivo de aumentar a eficiência computacional da aplicação, é possível dividir o sistema dinâmico que aglomera os veículos ferroviários em subsistemas autónomos intitulados de blocos. Através da Figura 3.3 exemplificam-se duas definições distintas de blocos em função da tipologia do comboio, nomeadamente, convencional e articulado.

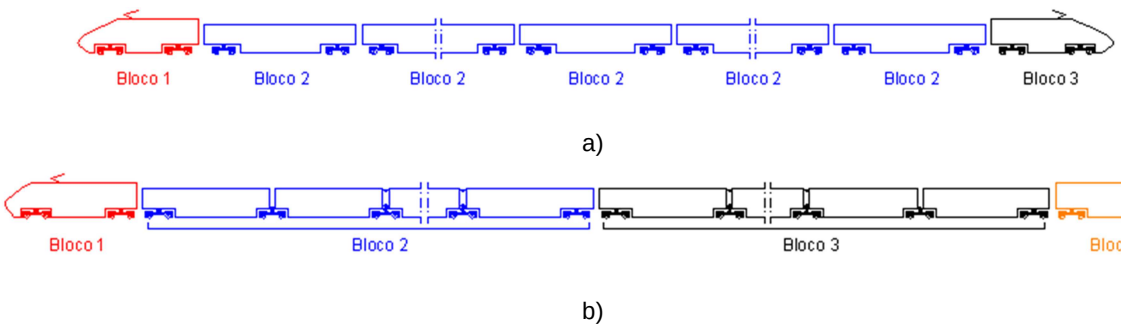


Figura 3.3 – Exemplos de definição de blocos para um comboio do tipo: a) convencional; b) articulado [28]

Observando a Figura 3.3 é possível depreender que blocos idênticos apresentam características geométricas e mecânicas iguais. Neste sentido, no caso dos veículos articulados a existência de uma ligação entre carruagens adjacentes impede a definição de blocos individuais, conduzindo a blocos de maior dimensão.

Com efeito, a primeira etapa do TBI passa pela introdução dos dados essenciais para a execução do programa, nomeadamente [28]:

- Nome dos ficheiros ANSYS da ponte e do(s) bloco(s) que constituem o comboio;
- Incremento de tempo (Δt), número máximo de iterações, tolerância do critério de convergência e parâmetros de Newmark ($\beta\ e\ \gamma$);
- Número de modos de vibração (n) e respetivos amortecimentos modais (ξ_n), a considerar na análise da ponte;
- Definição do tipo de problema dinâmico, se é plano existe apenas um trajeto de cargas, se é tridimensional inclui dois trajetos de carga;
- Coordenadas x, y e z dos nós início e fim do(s) trajeto(s) das cargas, em conformidade com os eixos adotados no modelo da ponte em ANSYS. É ainda definida a posição relativa do comboio em relação ao início do trajeto de cargas;
- Irregularidades da via, indicando as suas coordenadas e amplitudes ao longo do(s) trajeto(s) das cargas;
- Número, ordenação e posição dos blocos que constituem o comboio;
- Velocidade do comboio;
- Eixo (x, y ou z) correspondente à direção de interação.

A segunda etapa passa pela importação de dados do ANSYS para o MATLAB, através de um interface completamente autónomo, que retira dos modelos de elementos finitos da ponte e do comboio as matrizes de massa, rigidez e amortecimento, o mapa dos graus de liberdade de cada sistema dinâmico, e, a listagem dos nós do(s) trajeto(s) das cargas e dos nós de contacto.

A partir desta informação é possível efetuar a análise modal da ponte no MATLAB, calculando o problema de valores e vetores próprios com vista a obter as frequências naturais (ω_n) e os modos de vibração (φ_n), que são normalizados em relação à matriz de massa.

Torna-se então viável iniciar o processo iterativo, cuja mnemónica foi explicitada na secção 3.2.2, destacando-se agora apenas a forma de cálculo das irregularidades da via. Com efeito, por intermédio da Figura 3.4 visualiza-se um esquema simplificado do modo como decorre a determinação da amplitude da irregularidade da via (r_i) sob cada ponto de contacto. Em função da coordenada do ponto de contacto são selecionados quatro pontos contíguos referentes ao vetor irregularidades (r), um par à esquerda e outro à direita do ponto de contacto. De acordo com este conjunto restrito de pontos é encontrada uma função interpoladora de 3º grau, através da qual se calcula a amplitude da irregularidade para a coordenada x_i do ponto de contacto [28].

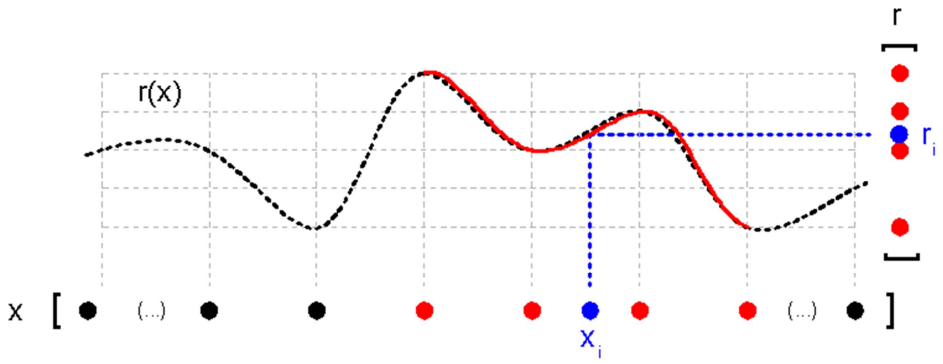


Figura 3.4 – Determinação da amplitude das irregularidades por intermédio de uma interpolação cúbica [28]

Finalmente, através da fase de pós-processamento retiram-se os resultados quer da ponte quer do comboio, nomeadamente, deslocamentos, $u(t)$, e acelerações, $\ddot{u}(t)$, para os nós de cada modelo numérico onde se pretendem avaliar estas grandezas. É de realçar que a direção de interação definida para as análises desenvolvidas ao longo desta dissertação correspondeu sempre à direção vertical.

No caso de se pretender realizar uma análise numérica segundo cargas móveis a principal diferença reside na ausência do modelo de elementos finitos do comboio, que é substituído pela aplicação do esquema de cargas característico do veículo em estudo.

4
CARACTERIZAÇÃO E MODELAÇÃO DO VIADUTO DE ALVERCA

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo visa dar a conhecer o viaduto Flyover de Alverca, descrevendo detalhadamente a sua localização, o seu desenvolvimento geométrico e os materiais que o constituem. Em adição, enumeram-se as várias etapas e considerações envolvidas na modelação do viaduto.

Localizado na linha do Norte da rede férrea nacional, este viaduto é constituído, em traços gerais, por 47 tramos em caixão com vigas pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado simplesmente apoiadas em pilares. De realce é o facto de que a pré-fabricação se tem vindo a revelar uma tipologia bastante aplicada em linhas onde a velocidade de circulação é considerável.

O presente trabalho não é o primeiro a recair sobre o estudo do viaduto de Alverca, na medida em que, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e com o apoio da REFER, já foram desenvolvidas duas investigações, durante 2010 e 2011. Com efeito, Fernandes [13] iniciou esta caminhada desenvolvendo um modelo numérico dos dois primeiros tramos do lado Norte da estrutura e analisando o seu comportamento dinâmico com o auxílio do método de cargas móveis. Por sua vez, Horas [14] baseou-se nas conclusões e resultados do autor anterior, para produzir um modelo otimizado, que minimizasse o esforço computacional e os tempos de cálculo. Após ser alcançada a modelação ótima, a nova etapa passa por modelar também o comboio e, assim, adotar um método numérico que considere a interação ponte-comboio.

É de notar que para avaliar com qualidade os resultados obtidos da modelação da ponte é imprescindível o conhecimento de resultados experimentais, sendo que neste capítulo também é feita uma exposição sumária dos estudos realizados durante as investigações anteriores.

4.2. O FLYOVER DE ALVERCA

O Flyover de Alverca (Figura 4.1) constitui um troço do caminho de ferro que liga as cidades de Lisboa e Porto. Ostentando um comprimento total de 1091 metros, inicia-se ao quilómetro 18+676,367 da linha Norte, na freguesia de Alverca, concelho de Vila Franca de Xira (Figura 4.2). Realça-se que esta é uma estrutura ferroviária de destaque ao permitir o cruzamento de vias férreas a níveis diferentes.



a)



b)

Figura 4.1 – Flyover de Alverca (viaduto Norte): a) Fotografia panorâmica, b) Fotografia parcial

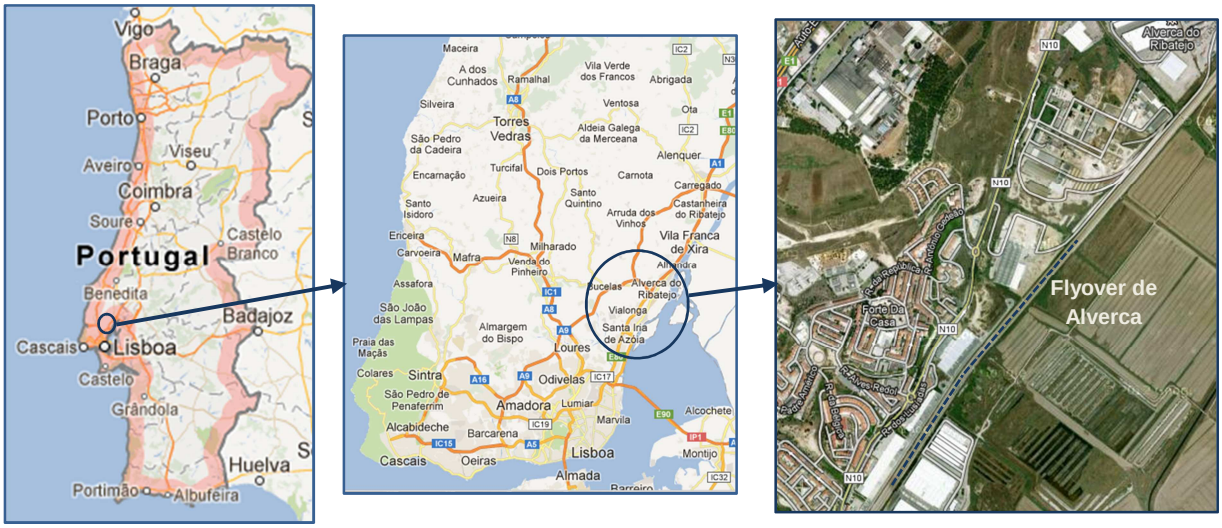


Figura 4.2 – Localização do Flyover de Alverca

Para descrever as principais características geométricas do viaduto é importante começar por referir que esta estrutura aglomera essencialmente cinco troços diferentes. O primeiro troço, na vertente Sul-Norte, constitui mais uma aproximação ao viaduto propriamente dito, apresentando-se sob a forma de elevação gradual da via-férrea em relação às restantes vias. Neste caso, foi utilizada uma solução de terra armada na zona inferior do tabuleiro que visa proteger as vias adjacentes da elevação. Por sua vez, o segundo troço é caracterizado pelo início do viaduto com um conjunto de vãos ascendentes que vencem distâncias entre os 16,5 m e os 21,0 m (Figura 4.3 (a)).

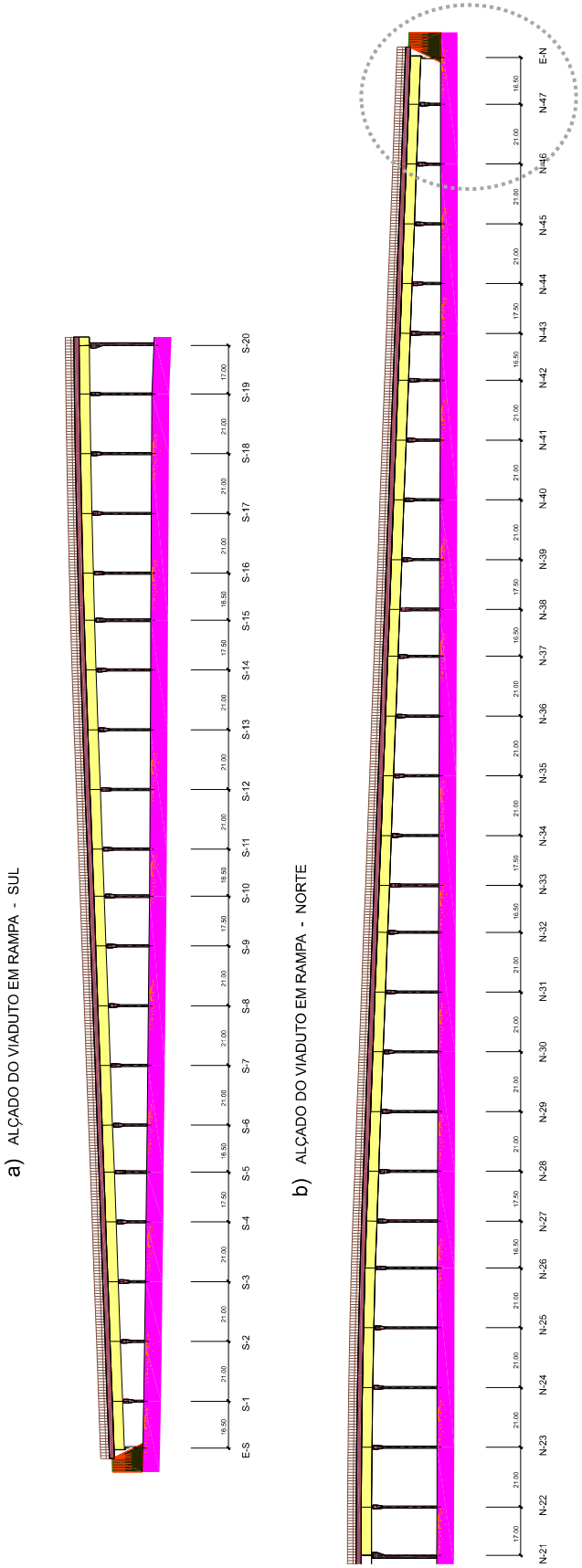


Figura 4.3 – Alçados dos viadutos em rampa: (a) Sul e (b) Norte do Flyover de Alverca (Relação das escalas vertical/horizontal=3/1)

Relativamente ao terceiro troço, corresponde ao local onde se evidencia o cruzamento de vias, apoiando-se numa estrutura de pórticos sucessivos, como se observa nas figuras seguintes.



Figura 4.4 – Fotografia aérea da zona porticada de cruzamento de vias-férreas [13]



Figura 4.5 – Fotografia da zona porticada de cruzamento de vias-férreas (sentido Norte-Sul) [13]

Após o cruzamento, o quarto e quinto troços são o espelho do segundo e primeiro, respetivamente, inclusive o facto de que, quando o Flyover apresenta uma altura em relação ao solo suficientemente reduzida, adota-se novamente a solução de terra armada até a via-férrea atingir as restantes vias [13].

Cada um dos 47 tramos pertencentes ao viaduto de Alverca apresenta uma secção em caixão unicelular constituída por vigas do tipo U pré-fabricadas de betão armado pré-esforçado, simplesmente apoiadas nas suas extremidades em pilares, sobre as quais assenta um sistema de pré-lajes de betão que funcionam como cofragem inferior permitindo a betonagem *in situ* da laje. Posteriormente são betonados os muros guarda-balastro e, por fim, são colocadas as vigas de bordadura, as grades guarda-corpos, o balastro e a via-férrea. Observando a Figura 4.6 é possível identificar os principais elementos que completam a secção transversal do tabuleiro do viaduto.

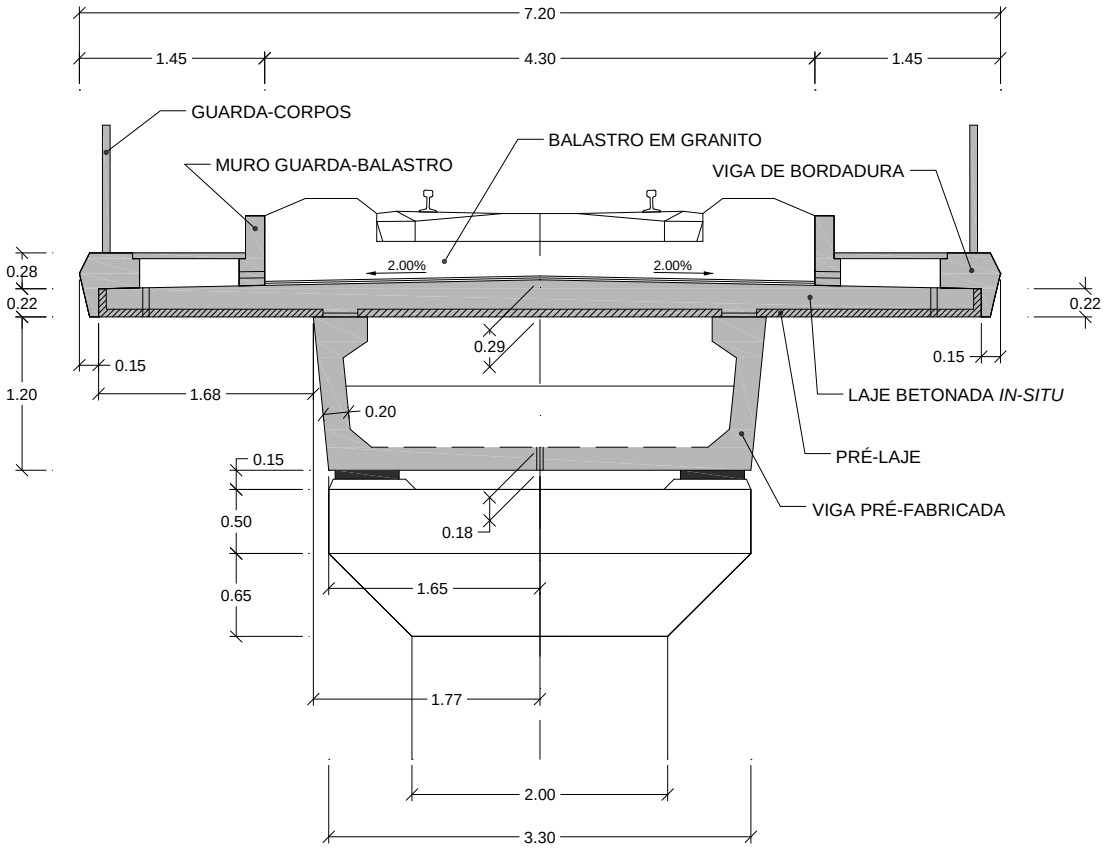


Figura 4.6 – Secção transversal do viaduto na zona dos apoios

Relativamente às vigas U pré-esforçadas, como se visualiza na Figura 4.7, apresentam armadura de pré-esforço alojada na laje inferior que varia consoante o vão e depende da zona na direção longitudinal da viga (Quadro 4.1).

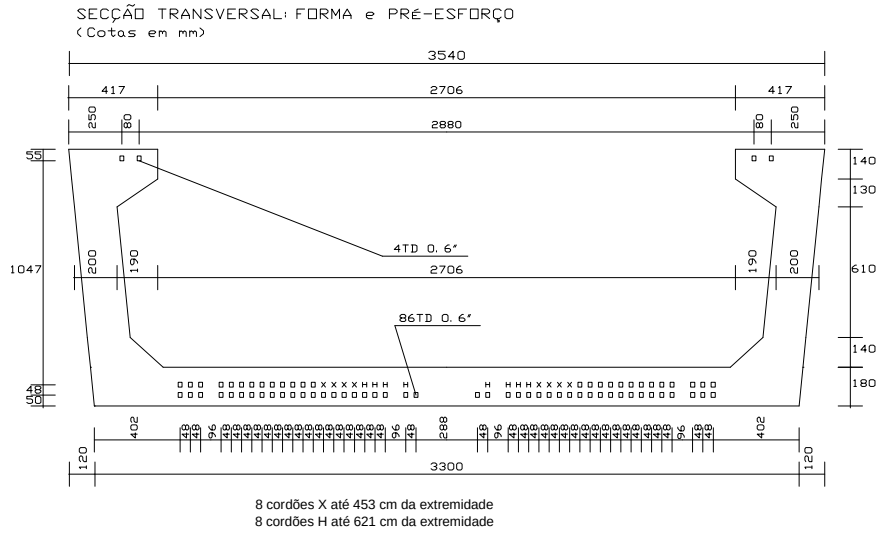


Figura 4.7 – Localização transversal da armadura de pré-esforço no tramo de 21 m

Quadro 4.1 – Número e localização longitudinal dos cordões de armadura de pré-esforço [13]

Vão de 16,5 m		Vão de 21,0 m	
Distância à Extremidade	Nº de Cordões 0,6”	Distância à Extremidade	Nº de Cordões 0,6”
0,000	52	0,000	70
3,335	58	4,530	78
5,475	64	6,210	86
10,965	58	14,730	78
13,105	52	16,410	70
16,440		20,940	

Por sua vez, os aparelhos de apoio de cada tramo são de neopreno cintado, fixos na direção transversal, enquanto na direção longitudinal os apoios são alternadamente fixos (Tipo F - Figura 4.8) e não fixos (Tipo T - Figura 4.9) como se observa genericamente na Figura 4.10. Ressalva-se que o centro dos apoios, na direção longitudinal, localiza-se a 0,32 m das extremidades das vigas pré-fabricadas [13].

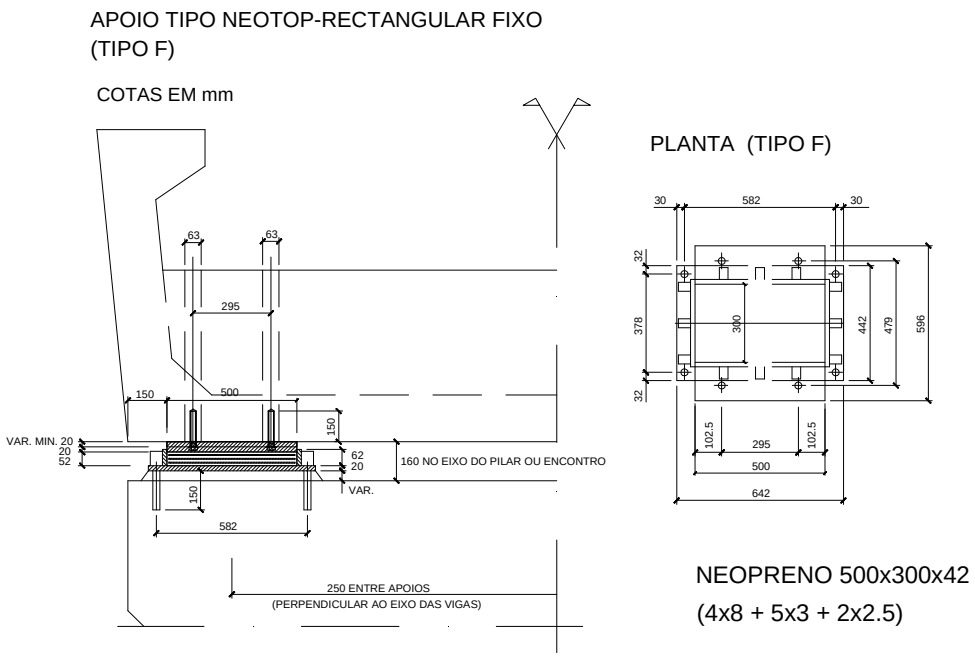


Figura 4.8 – Apoio de neopreno cintado Tipo F

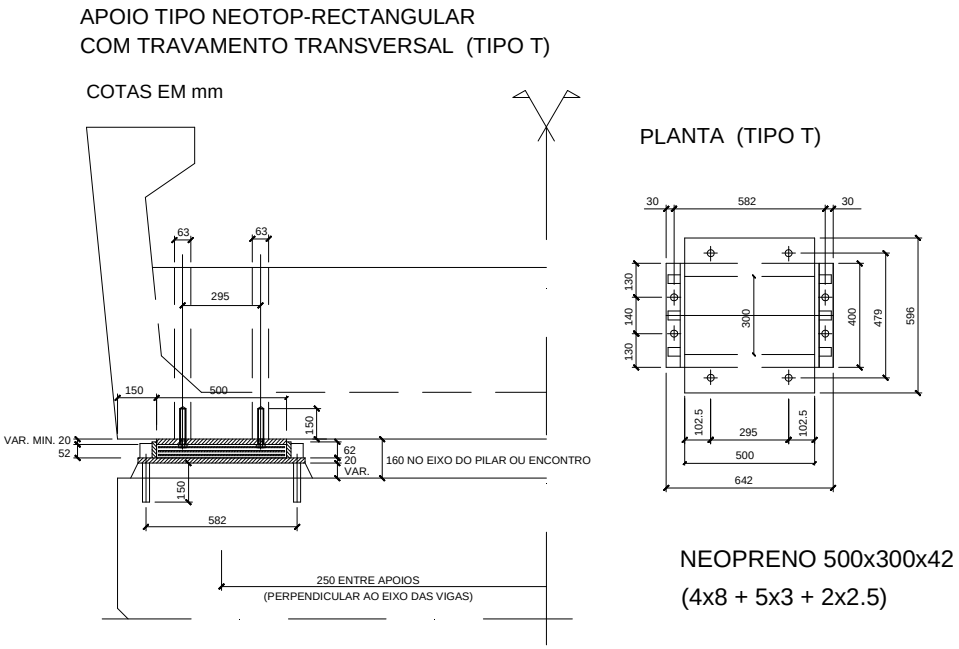


Figura 4.9 – Apoio de neopreno cintado Tipo T

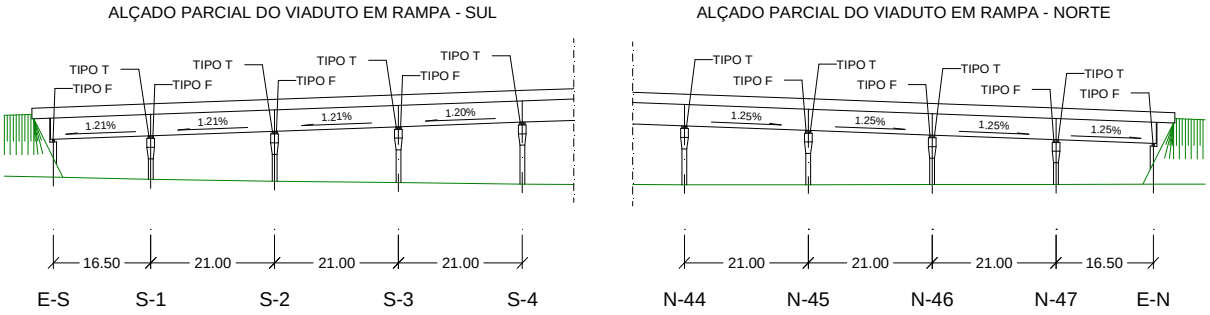


Figura 4.10 – Localização dos apoios Tipo F e Tipo T (relação de escalas vertical/horizontal = 3/1)

Como se pode visualizar na Figura 4.11, os apoios apresentam dimensões em planta de 500 mm (transversal) por 300 mm (longitudinal), já em altura cada apoio possui cinco lâminas de aço que visam confinar o neopreno e aumentar a rigidez vertical.

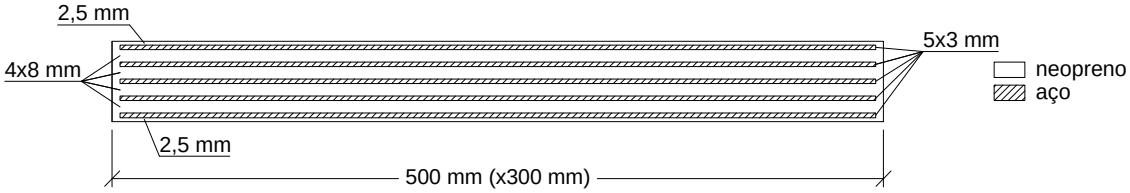


Figura 4.11 – Corte transversal do apoio de neopreno cintado

Quanto à via-férrea, esta é contínua e constituída por uma camada de balastro, travessas monobloco de betão espaçadas de 60 cm e carris do tipo UIC60 afastados entre si de 1,668 m, o valor da bitola ibérica. Destaca-se que, entre o carril e a travessa, existe uma palmilha que visa atenuar o impacto que advém das ações dos comboios sobre as travessas.

4.2.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E PROPRIEDADES DA ESTRUTURA

Durante esta secção visa-se descrever as principais características e propriedades dos vários componentes estruturais do viaduto, de acordo com as informações do projeto e respeitando a regulamentação em vigor. Executar esta tarefa do ponto de vista geométrico não se revela difícil, visto que as dimensões dos diversos elementos não se afastam significativamente do definido no projeto. O mesmo não se verifica no que respeita aos modelos de comportamento dos materiais, já que existem diferenças apreciáveis entre o estipulado no projeto e as condições reais da estrutura, como se demonstrará em traços gerais adiante.

4.2.1.1 Viga Caixão

Com vista a conciliar as propriedades da viga pré-fabricada com a facilidade de modelação, sem descurar a obtenção de um comportamento estrutural adequado, adotaram-se algumas simplificações. Como se constata na Figura 4.12, para a laje inferior atribui-se uma espessura de 0,18 m e para as zonas inferior e superior das almas 0,20 m e 0,41 m, respetivamente. Em relação à laje do tabuleiro, devido à dificuldade associada à modelação de uma espessura variável, definiu-se nas consolas uma espessura média de 0,238 m e na zona central considerou-se 0,273 m. Quanto ao guarda-balastro, foram admitidas as dimensões abaixo indicadas.

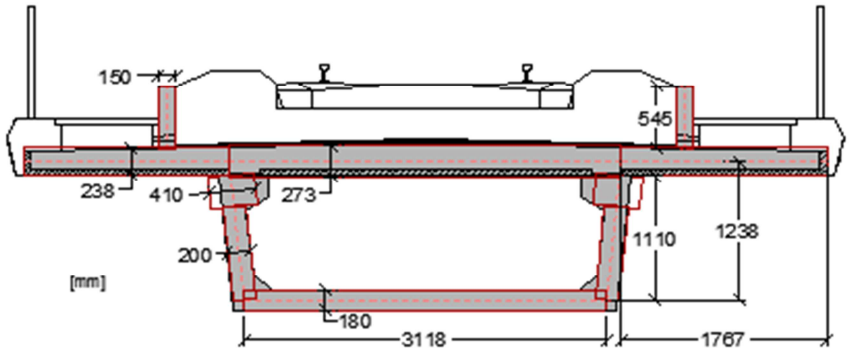


Figura 4.12 – Espessuras (mm) da viga pré-fabricada, da laje betonada *in situ* e dos guarda-balastro, adotadas no modelo numérico

Em termos de propriedades de materiais, a massa volúmica dos vários betões que constituem os elementos estruturais em foco tem o valor de 2548 kg/m^3 (25 kN/m^3); por outro lado, o betão C45/55 ($f_{ck} = 45$ MPa) foi o escolhido para o elemento pré-fabricado, que de acordo com a norma EN1992-1-1 [29] e dada a idade do material (4745 dias) apresenta um módulo de elasticidade de 38,6 GPa. Quanto à laje do tabuleiro, betonada *in situ*, o material indicado em fase de projeto foi o betão C30/37 ($f_{ck} = 30$ MPa) que, sujeito às condições da viga pré-fabricada, possui um módulo de elasticidade de 35,4 GPa.

4.2.1.2 Balastro

O balastro foi representado o mais fielmente possível em relação à sua forma real, tendo sido efetuadas ligeiríssimas aproximações na modelação, como evidencia a Figura 4.13.

Quanto à sua massa volúmica admitiu-se, segundo a norma o valor de 2039 kg/m^3 (20 kN/m^3). Tanto para o módulo de elasticidade como para o coeficiente de Poisson atribuíram-se valores usuais, 145 MPa e 0,15 respetivamente.

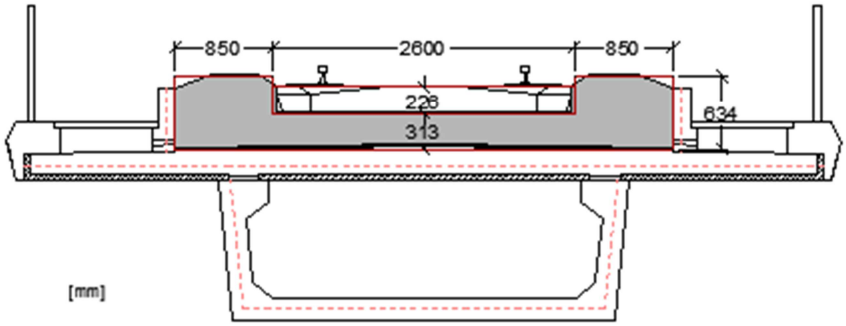
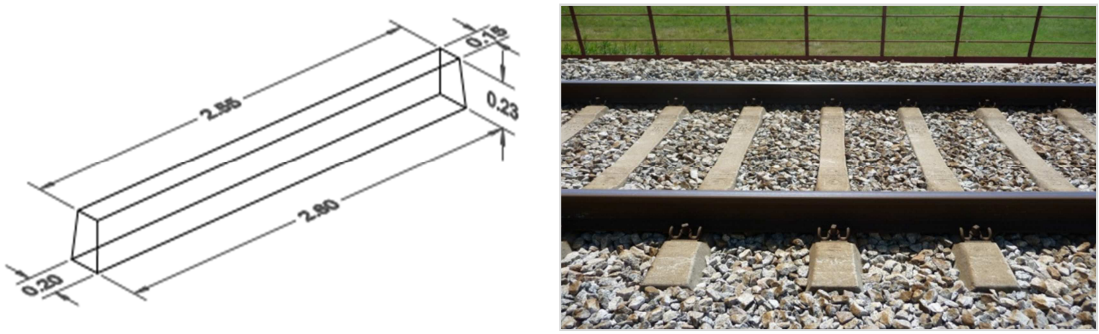


Figura 4.13 – Dimensões e posicionamento do balastro

4.2.1.3 Travessas

As travessas são do tipo monobloco de betão armado com uma massa total de 300 kg, correspondente a uma massa volúmica no modelo de 2890 kg/m^3. Caracteriza-se por apresentar um betão da classe C45/55 com módulo de elasticidade de 36 GPa.

É de notar que a Figura 4.14 é representativa do volume aproximado que se considerou aquando da modelação das travessas.



a) Representação da geometria b) Fotografia

Figura 4.14 – Dimensões das travessas modeladas [14]

4.2.1.4 Palmilhas

Com o objetivo de representar da melhor forma possível a geometria real das palmilhas atribuiu-se-lhes uma área de 0,15 × 0,20 m^2 e uma espessura de 0,03 m. Todavia, nestes elementos há

precauções importantes a tomar no que toca à definição do material, isto porque, caso as palmilhas sejam modeladas com as suas propriedades reais pode ocorrer o chamado efeito "faca" provocado pelo carril sobre a viga, efeito esse que não acontece na realidade, pois o carril ostenta uma base que apoia de forma completa na palmilha (Figura 4.15). Neste sentido, foram atribuídas propriedades às palmilhas que não representam com exatidão as suas características, mas que possibilitam que o modelo numérico se aproxime da realidade. Assim, foi definido para este elemento um material ortotrópico com módulo de elasticidade de 500 MPa e um módulo de distorção elevado de modo a eliminar comportamentos indesejados.

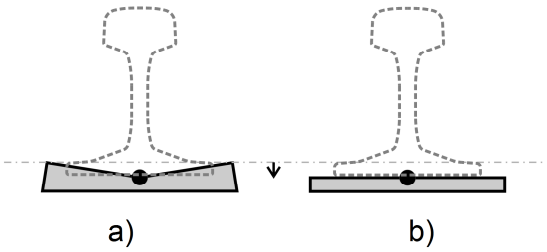


Figura 4.15 – Comportamento da palmilha do modelo com material isotrópico (a) e ortotrópico (b) [13]

4.2.1.5 Carris

No que respeita aos carris foram assumidas as propriedades reais do carril UIC60 (Quadro 4.2), com exceção da inércia de torção para a qual se considerou um valor suficientemente elevado para impedir o aparecimento de modos de vibração de rotação do carril em torno de si mesmo.

Quanto ao material, foram atribuídas as propriedades do aço que constitui a secção em causa, isto é, um módulo de elasticidade de 210 GPa e uma massa volúmica com valor de 7850 kg/m^3.

Quadro 4.2 – Propriedades do carril UIC60

Área		76,70 cm^2
Inércia	I_y	3038,3 cm^4
	I_x	512,3 cm^4

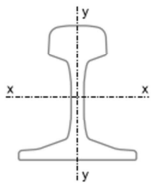




Figura 4.16 – Fotografia da via-férrea [14]

4.2.1.6 Condições de Apoio

A abordagem às condições de apoio no que toca à definição das suas características é um assunto sensível, isto porque a rigidez vertical dos apoios de neopreno cintado não pode ser simplesmente calculada como uma associação em série de várias molas que simulem cada camada de neopreno e de aço, pois o efeito de cintagem das chapas de aço amplifica de maneira considerável a rigidez vertical de cada camada de neopreno [13]. Neste sentido, para modelar as condições fronteira foi aplicada uma

metodologia proposta por Manterola [30] que conduz aos valores indicados no Quadro 4.3 para a rigidez vertical (k_v) e horizontal (k_h).

Quadro 4.3 – Módulo de distorção do neopreno (G), rigidez vertical (k_v) e rigidez horizontal (k_h) [14]

Dureza *Shore* A	40	50	**60**	70
G [Kg/cm^2]	4,50	6,30	**8,90**	12,20
k_v [kN/mm]	1900	3000	**5200**	8900
k_h [kN/mm]	1,80	2,50	**3,60**	4,90

Em consequência da escassa informação no que respeita ao material do aparelho de apoio, para o cálculo das rigidezes vertical e horizontal admitiu-se, para o neopreno, uma classe intermédia correspondente a uma dureza *Shore* A de valor igual a 60.

4.3. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES SOBRE O VIADUTO DE ALVERCA

Ao longo destes dois últimos anos o viaduto Flyover de Alverca foi alvo de estudos numéricos e ensaios experimentais, com vista a avaliar o seu comportamento dinâmico quando sujeito a tráfego ferroviário de alta velocidade. Neste sentido, esta secção visa transmitir os principais pontos abordados ao longo dessas investigações, já que os resultados e conclusões obtidas servem de base para o presente trabalho.

4.3.1. ESTUDOS DESENVOLVIDOS POR FERNANDES

O primeiro projeto a recair sobre este viaduto foi desenvolvido em 2010 por Fernandes [13]. Como já mencionado, este trabalho debruçou-se sobre a análise do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias de alta velocidade, usando uma metodologia numérica de cargas móveis. Foi aplicado o método de elementos finitos (MEF), por intermédio do software ANSYS, visando desenvolver alguns modelos numéricos dos dois primeiros vãos norte do viaduto, de 16,5 m e de 21,0 m. Com o objetivo de identificar até que ponto a complexidade do modelo influencia a resposta dinâmica da estrutura, foram criados sete modelos: um mais completo com a modelação dos dois vãos consecutivos e os restantes apresentando a modelação individual de cada vão com graus de complexidade decrescentes. A comparação dos valores dinâmicos, registados para os diversos modelos gerados, permite concluir que quanto maior a complexidade menos conservativos se revelam os resultados.

Concluída a modelação, iniciou-se uma calibração do modelo de modo a aproximar as propriedades dinâmicas do modelo às obtidas a partir de um ensaio de vibração ambiental realizado no viaduto. Esta etapa revelou-se mais elaborada do que se esperaria na medida em que existia um distanciamento acentuado entre as frequências de vibração obtidas numericamente e as derivadas do ensaio de vibração. Por conseguinte, foi necessário utilizar um total de cinco variáveis para a realização da calibração: módulos de elasticidade dos betões (E_c) e do balastro ($E_{balastro}$), massa volúmica do balastro ($\rho_{balastro}$) e rigidez do aparelho de apoio ($k_v\ ek_h$). Como se pode constatar através do Quadro 4.4, onde se resumem os resultados oriundos desta análise, os valores calibrados ficaram

muito afastados dos inicialmente adotados. Já na Figura 4.17, encontra-se um gráfico elucidativo da evolução do erro das frequências obtidas pelo modelo em função das etapas de calibração.

Quadro 4.4 – Valores dos parâmetros calibrados [13]

Parâmetro	Valor Inicial	Valor Calibrado	
E_c (C30/37) [GPa]	35,4	38,6	(+9,0%)
E_c (C45/55) [GPa]	38,6	41,5	(+7,5%)
$E_{balastro}$ [MPa]	145	200	(+38%)
$\rho_{balastro}$ [kg/m^3]	2039	1509	(-26%)
K_v [kN/mm]	5200	8900	(+70%)
K_h [kN/mm]	3,6	4,9	(+36%)

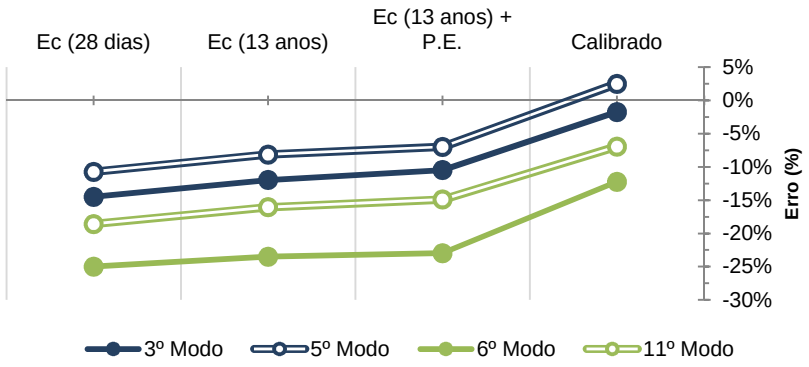


Figura 4.17 - Evolução do erro das frequências ao longo do processo de calibração [13]

Posteriormente foi iniciada a análise do modelo mais complexo registando-se acelerações, deslocamentos, esforços e reações de apoio nos dois vãos com o auxílio do método de sobreposição modal implementado no MATLAB. Estas análises dinâmicas tiveram por base a passagem de vários comboios europeus de alta velocidade, incluindo o Alfa Pendular.

Finalmente, foram realizadas verificações regulamentares relacionadas com a segurança estrutural, segurança da via e o conforto dos passageiros para os dois primeiros vãos norte do Flyover de Alverca [13].

4.3.2. Estudos desenvolvidos por Horas

Em 2011, Horas [14] continuou a investigação sobre este mesmo viaduto, agora com o intuito de otimizar e calibrar a resposta dinâmica do modelo numérico. Neste contexto, o modelo ótimo, quando comparado com o modelo do autor anterior, caracteriza-se pela redução substancial da dimensão da malha de elementos finitos que se traduz numa resposta muito satisfatória em termos de tempo de análise e esforço computacional (Quadro 4.5).

Quadro 4.5 – Comparação entre as características do modelo de Fernandes [13] (A) e o de Horas [14] (B)

	Modelo A	Modelo B
Número de nós	76704	19018
Número de elementos	68093	20906
Dimensão da Matriz [K]	273640 x 273640	67774 x 67774
Dimensão da Matriz [M]	273640 x 273640	67774 x 67774

Durante esta investigação recorreu-se a mais e novos ensaios sendo que através do ensaio de vibração ambiental obtiveram-se dados acerca das propriedades dinâmicas que serviram de base para todo o processo de otimização. De modo a conseguir uma correta correspondência entre resultados experimentais e numéricos, foram definidas as condições de aplicação dos critérios de garantia modal e do complementar critério energético. Por outro lado, devido ao conhecimento de um número considerável de propriedades materiais e geométricas associadas a uma incerteza, foi desenvolvida uma análise de sensibilidade, recorrendo a três programas comerciais, ANSYS, MATLAB e OptiSLang, com o objetivo de determinar as características da estrutura que se deviam envolver nesta otimização. A aproximação das características do modelo à realidade impôs uma sistematização das metodologias de otimização, em particular do algoritmo genético. Após vários cálculos iterativos obtiveram-se as propriedades ótimas dispostas no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Propriedades da estrutura encontradas por Horas para as análises dinâmicas do modelo por sobreposição modal [14]

#	Parâmetro	Unidades	Valor inicial	Propriedades
1	$1 \pm \mathrm{CV}_{bet}$	-	1,00	0,98
2	ρ_{bet}	kg/m^3	2469,80	2590,40
3	Ec_{30} (1)	GPa	35,40	30,07
4	Ec_{30} (2)	GPa	35,40	33,35
5	Ec_{30} (3)	GPa	35,40	35,10
6	Ec_{55}	GPa	40,94	48,08
7	$1 \pm \mathrm{CV}_{bal}$	-	1,00	1,00
8	ρ_{bal}	kg/m^3	2039	1995,90
9	E_{bal}	MPa	145	142,70
10	Kv	N/m	5,2x10^9	7,2x10^9
11	Kh (1)	N/m	3,6x10^9	4,4x10^6
12	Kh (2)	N/m	3,6x10^6	4,4x10^6
13	Kh (3)	N/m	3,6x10^6	4,4x10^6

Observando as variáveis em análise no quadro precedente, constata-se que foi considerada a hipótese de cada tramo da estrutura apresentar um módulo de elasticidade do betão diferente (Ec_{30} (1), Ec_{30} (2), Ec_{30} (3)) e previram-se três variáveis distintas para caracterizar as condições fronteira em cada vão (Kh (1), Kh (2), Kh (3)). Esta avaliação recaiu, ainda, sobre propriedades como as massas volúmicas do betão (ρ_{bet}) e do balastro (ρ_{bal}), o módulo de elasticidade do balastro (E_{bal}), a rigidez dos aparelhos de apoio (K_v e K_{hi}) e a geometria dos elementos de betão (CV_{bet}) e do balastro (CV_{bal}).

É de notar que os resultados do processo de otimização foram alvo de uma validação através de uma comparação entre acelerações e deslocamentos obtidos de uma análise numérica do modelo e os valores do ensaio de vibração forçada.

Foi promovida, ainda, uma discussão acerca das especificidades do comportamento dinâmico do modelo numérico da estrutura, submetendo-o à ação de comboios que circulam na rede europeia de alta velocidade. Adicionalmente, decorreram as verificações regulamentares típicas do dimensionamento de pontes ferroviárias [14].

4.4. MODELAÇÃO DO VIADUTO

A modelação do viaduto de Alverca foi executada com o auxílio do programa comercial ANSYS. Nesta secção procede-se à explicação concisa de dois modelos, o modelo numérico A que corresponde ao modelo mais complexo que Fernandes[13] desenvolveu e o modelo B de Horas [14], que se trata de uma otimização do modelo A e ao qual se recorre, no presente trabalho, para realizar as análises dinâmicas.

4.4.1. MODELO NUMÉRICO A

O modelo A apresenta um desenvolvimento tridimensional e foi definido tendo por base as características geométricas e propriedades referidas na secção 4.2.1. Como se observa na Figura 4.18, este modelo envolve os dois primeiros tramos junto ao encontro, do lado Norte, que se desenvolvem ao longo de 16,5 e de 21,0 m, respetivamente. Adicionalmente, com o objetivo de garantir que as condições de fronteira dos tabuleiros se aproximassem da realidade, foram modelados, no lado do encontro, cerca de 12 m de balastro e via-férrea e, no lado oposto, um tramo adicional também com desenvolvimento de 21,0 m.

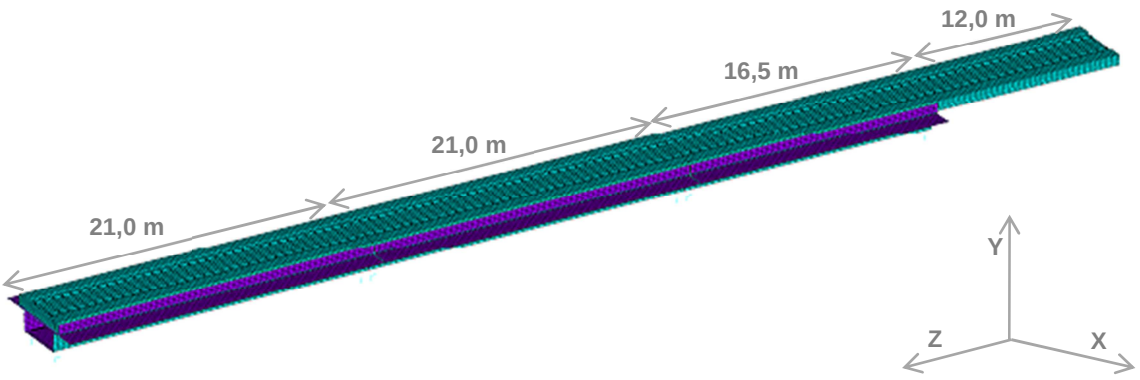


Figura 4.18 – Modelo numérico A desenvolvido por Fernandes [13]

Na expectativa de uma melhor compreensão da forma como foi executada a modelação do viaduto são descritas de seguida, de forma mais detalhada, as diferentes hipóteses admitidas durante a sua elaboração.

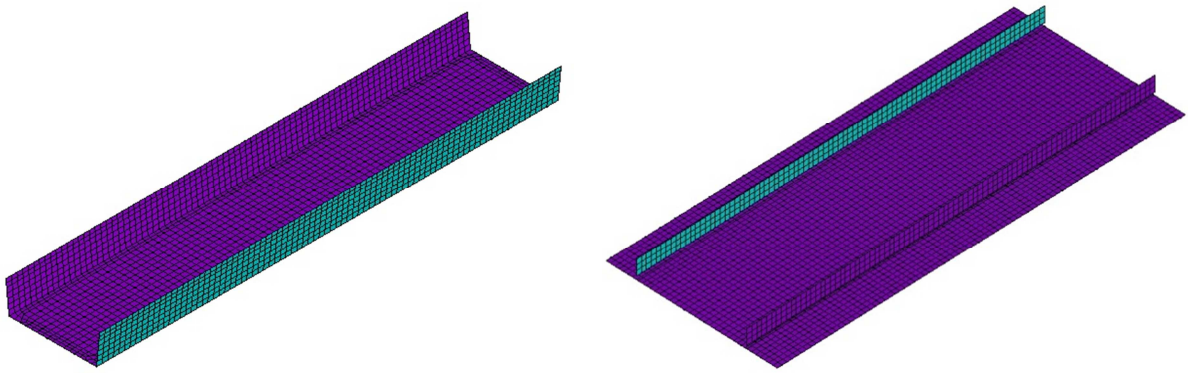
4.4.1.1 Malha de elementos finitos

Um dos pontos fulcrais do MEF é, obviamente, a discretização da malha a adotar, decisão que deve ser tomada em função das especificidades de um problema, da razoabilidade dos resultados e dos tempos de cálculo. No caso do modelo numérico A foi gerada uma malha de elementos finitos espaçados de 0,20 m, essencialmente devido a dois motivos:

- Exatidão de resultados;
- Condicionamentos geométricos, visto que 0,20 m é múltiplo do afastamento entre travessas e da largura destas.

4.4.1.2 Viga Caixão

Para realizar a modelação tanto da viga pré-fabricada, como da laje do tabuleiro e dos muros guarda-balastro foram utilizados elementos finitos de casca SHELL63 (Figura 4.19), que apresentam rigidez à flexão e rigidez no próprio plano (membrana). Este tipo de elemento é constituído por quatro nós, cada um com seis graus de liberdade, três de translação e três de rotação.



a) Viga pré-fabricada b) Laje do tabuleiro e guarda-balastro

Figura 4.19 – Malha de elementos finitos da viga caixão do vão de 16,5 m

4.4.1.3 Balastro

Quanto à representação do balastro, como se ilustra na Figura 4.20, recorreu-se a elementos de volume de oito nós SOLID45, cada nó com três graus de liberdade de translação, tentando respeitar o melhor possível a forma existente no local.

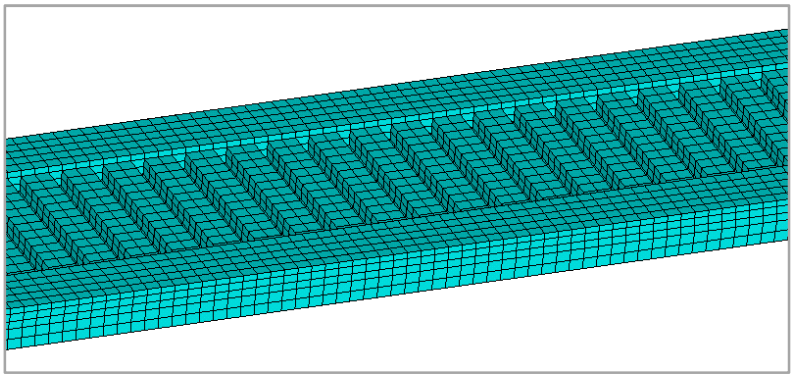


Figura 4.20 – Modelação do balastro

4.4.1.4 Palmilhas, travessas e carris

O elemento de volume SOLID45 também foi o recurso utilizado na modelação das palmilhas e travessas. Por outro lado, os carris foram modelados através de elementos de viga de dois nós BEAM44 (com cerca de 20 cm de comprimento), que exibem capacidade de tração, compressão, torção e flexão. Com efeito, estes elementos apoiam diretamente sobre as palmilhas, destacando-se o facto de que, para reproduzir o real funcionamento à flexão do carril, concedeu-se uma excentricidade de valor igual à distância do eixo neutro do carril à base, isto é, 80,92 mm (Figura 4.21).

Através da Figura 4.22 ilustra-se a disposição e modelação das palmilhas, travessas e carris.

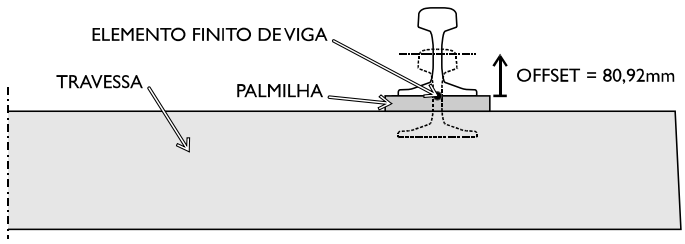


Figura 4.21 – Excentricidade atribuída ao carril [13]

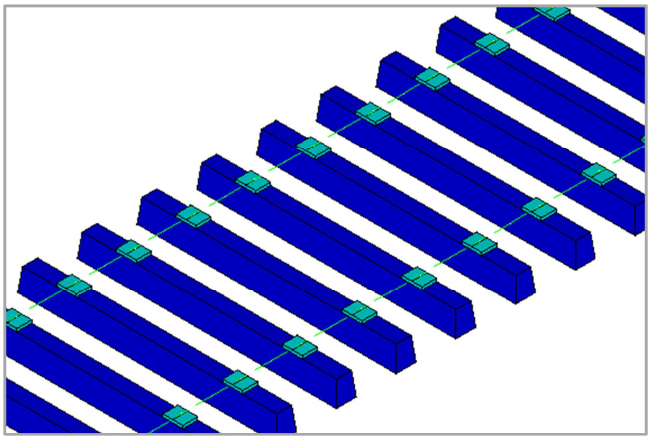
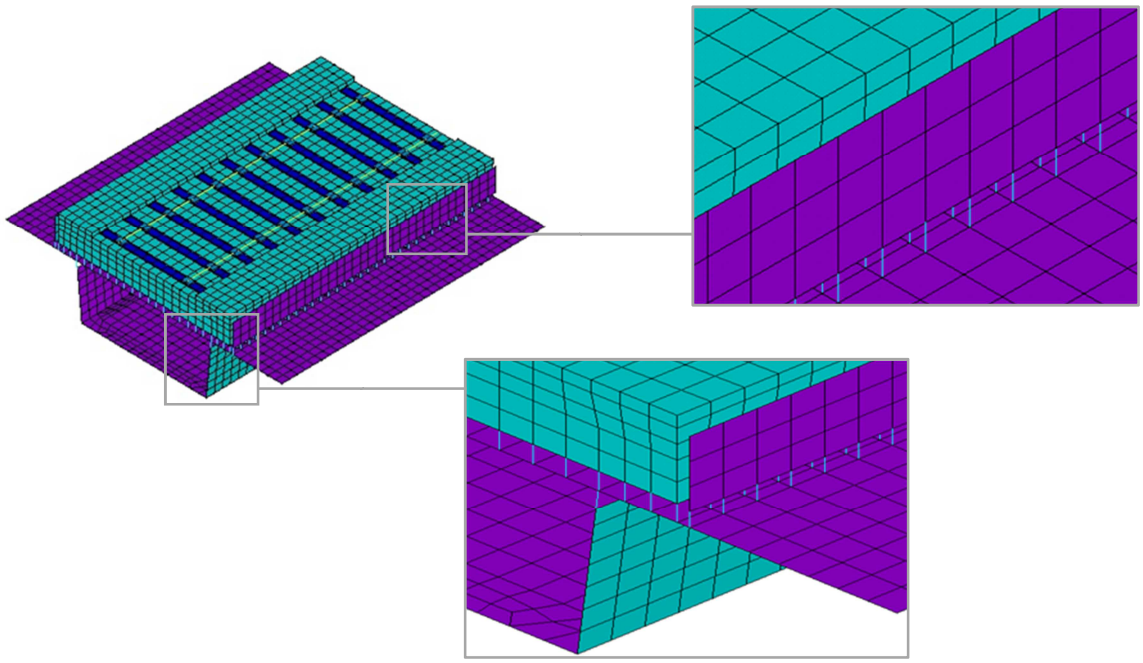


Figura 4.22 – Malha gerada para travessas, palmilhas e carris

4.4.1.5 Zonas de ligação

De modo a recriar as ligações entre os elementos estruturais, recorreu-se ao elemento MPC184 (KEYPOT(1)=1), que permite a compatibilização dos deslocamentos e rotações de dois nós, reproduzindo uma ligação rígida. De modo a evitar massas sobrepostas, este vínculo foi estabelecido na ligação da viga pré-fabricada à laje do tabuleiro e entre a laje superior e os muros de guarda balastro. Utilizou-se ainda este *Rigid Beam*, para conectar a laje superior aos elementos de volume que simulam o balastro, possibilitando a transmissão de cargas entre estes. Através da Figura 4.23 é possível observar facilmente estas três zonas de ligação.

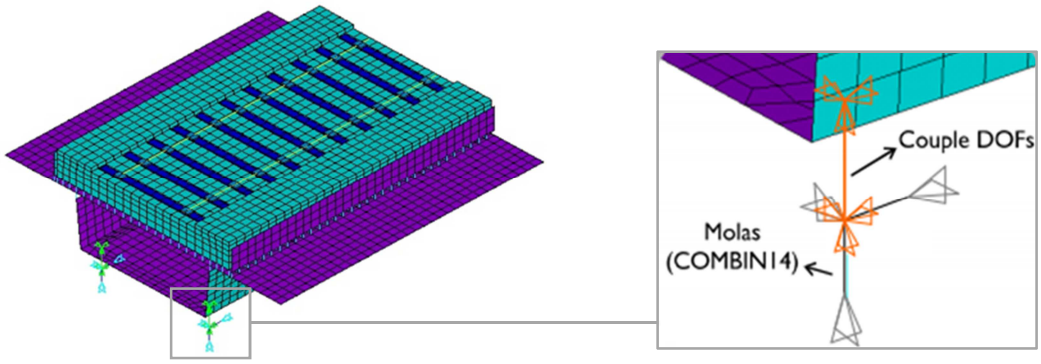


a) Vista geral b) Vistas pormenorizadas

Figura 4.23 – Modelação das zonas de ligação aplicando elementos MPC184

4.4.1.6 Condições de apoio

No que se refere aos vãos simplesmente apoiados foram modelados como sendo apoios pontuais com recurso a elementos COMBIN14, que simulam molas com rigidez axial, reproduzindo as condições de fronteira. É de notar que foram gerados dois elementos deste tipo com vista a simular a rigidez vertical e horizontal. Por outro lado, para evitar que os elementos finitos relativos à rigidez horizontal ficassem sobrepostos com os elementos finitos de casca das vigas pré-fabricadas, foi criado um nó inferior em que se ligam os elementos que modelam a rigidez do apoio, e onde a ligação à viga pré-fabricada é estabelecida através de um elemento designado *Couple DOFs* compatibilizando-se, assim, as translações e rotações entre os dois pontos (Figura 4.24).



a) Vista geral b) Vista pormenorizada

Figura 4.24 – Modelação dos aparelhos de apoio

4.4.1.7 Elementos não estruturais

As vigas de bordadura e as grades guarda-balastro, que se localizam nos bordos laterais dos vãos, não apresentam qualquer função estrutural, pelo que se optou por inseri-las nas extremidades das lajes como massas pontuais através do elemento MASS21 (KEYPOT(3)=2).

4.4.1.8 Ligação de continuidade

Destaca-se ainda a modelação da ligação de continuidade (Figura 4.25) efetuada após o primeiro tramo, durante 12 metros de balastro, apoiado na base através da fixação das três direções de translação.

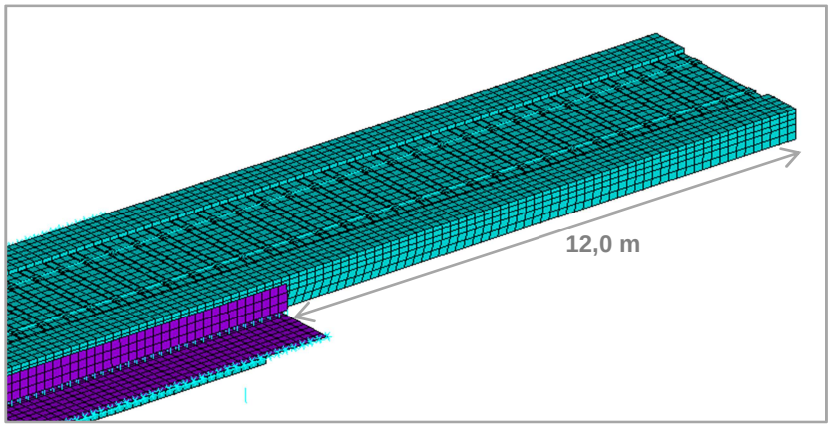


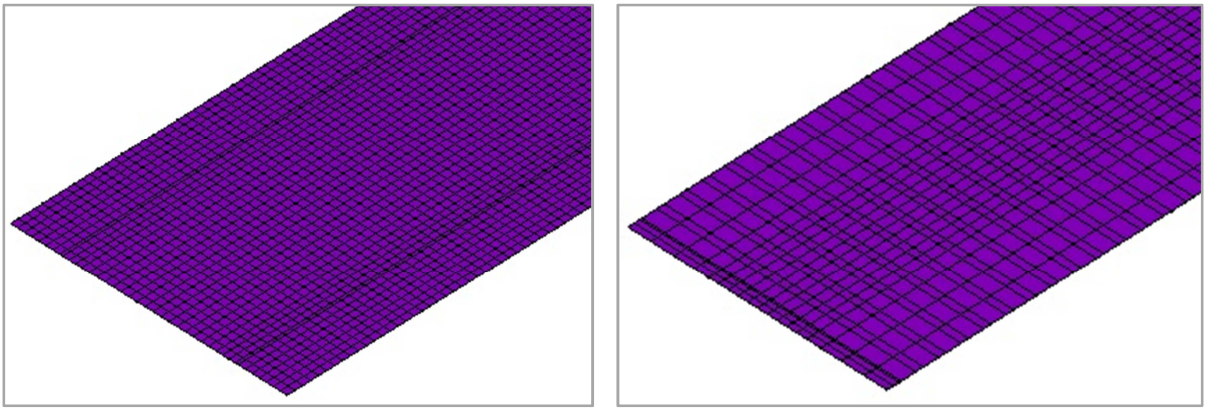
Figura 4.25 – Modelação da ligação de continuidade junto ao encontro do viaduto

4.4.2. MODELO NUMÉRICO B

Como exposto na secção 4.4.1.1, a malha gerada pelo modelo A é muito densa, conduzindo a matrizes de rigidez [K] e massa [M] de dimensões significativas e de processamento computacional lento, tanto que resolver um problema de valores e vetores próprios demora cerca de 37 minutos. Neste contexto,

surgiu a necessidade de gerar um modelo otimizado com tempos de cálculo competitivos. Criado por Horas [14], o modelo numérico B evidencia, essencialmente, três alterações:

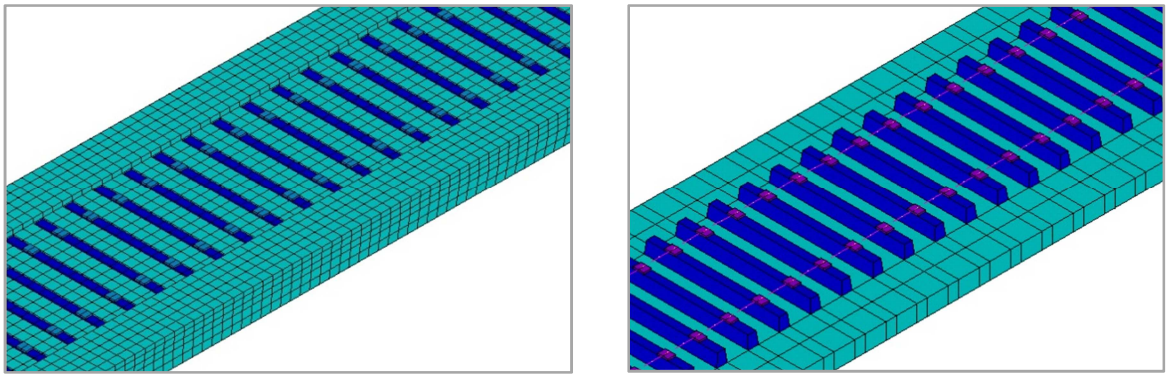
- Alteração da malha de elementos finitos: foi realizada uma redução considerável longitudinal e transversalmente, que atendendo aos condicionalismos geométricos não pôde ser regular. A título exemplificativo, na Figura 4.26, é possível observar as diferenças nas dimensões da malha da laje betonada *in situ*.



a) Modelo A b) Modelo B

Figura 4.26 – Comparação entre os dois tipos de malha de elementos finitos

- Substituição parcial do balastro: este elemento assumia essencialmente um comportamento de massa vibrante, pelo que algumas partes foram substituídas por massas pontuais do tipo MASS21 (KEYPOT(3)=2), como se ilustra na Figura 4.27.



a) Modelo A b) Modelo B

Figura 4.27 – Comparação entre a geometria do balastro considerada nos modelos A e B

- Alteração do comprimento da via em aterro: o seu comprimento sofreu uma redução para 6 m, como podemos averiguar pela Figura 4.28.

De modo a obter um modelo competitivo e que simultaneamente mantivesse as características dinâmicas do modelo A, foram realizados estudos, como a aplicação do critério de garantia modal, que corroborassem estas exigências. Efetivamente, no final, alcançou-se um modelo numérico (Figura 4.28) com tempos de cálculo apropriados aos objetivos, sendo que uma análise modal é efetuada agora em cerca de 3 minutos.

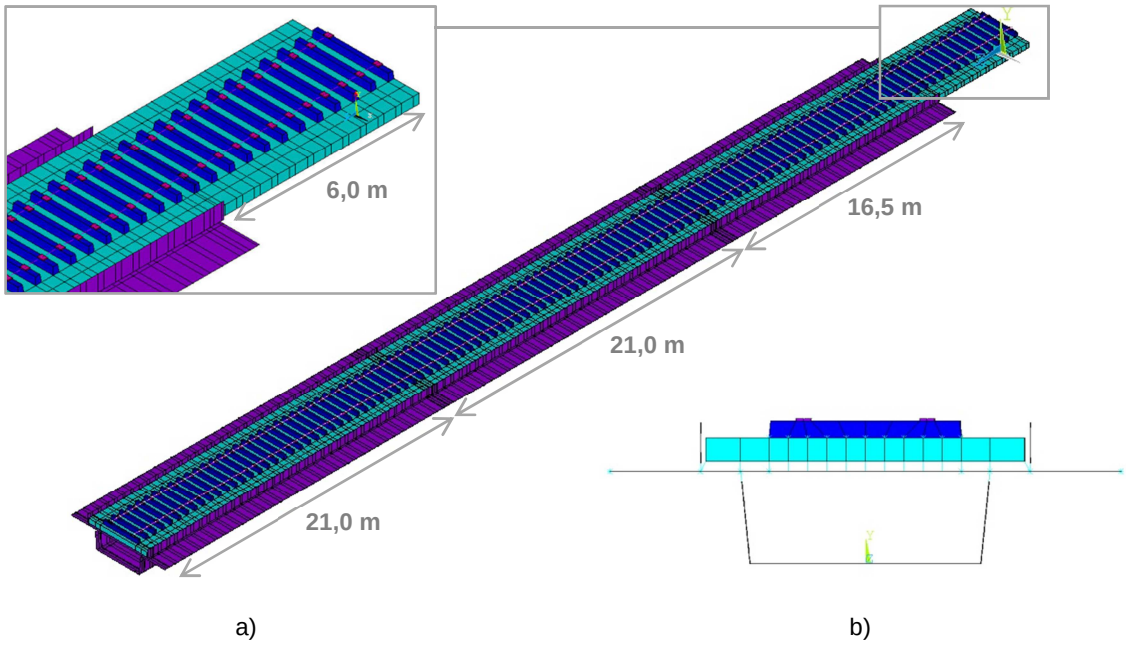


Figura 4.28 – Modelo numérico tridimensional final do viaduto de Alverca: a) vista global e pormenor da ligação de continuidade; b) corte do tabuleiro

4.5. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

A qualquer modelação numérica estão inerentes imprecisões, pelo que para se garantir uma análise de comportamento dinâmico realista esses potenciais erros devem ser reduzidos, é nesta linha de pensamento que a recolha de informação pormenorizada sobre a estrutura e respetiva resposta se revela fundamental. Neste sentido, foram promovidas campanhas de ensaios experimentais, mais concretamente um ensaio de vibração ambiental que permite obter os parâmetros modais da estrutura.

Nesta secção é explicado sucintamente este ensaio decorrente do trabalho desenvolvido em 2012 por Malveiro et al. [31], para os primeiros três tramos norte do viaduto, ilustrados na Figura 4.29.



Figura 4.29 – Pormenor dos três tramos a instrumentar [32]

Para uma calibração adequada do modelo numérico recorre-se a ensaios de vibração ambiental através dos quais se identificam parâmetros modais, nomeadamente frequências naturais, configurações dos modos de vibração e coeficientes de amortecimento.

Este tipo de ensaio subdivide-se em duas fases, a primeira caracteriza-se pela identificação dos parâmetros globais da estrutura, enquanto a segunda se baseia no reconhecimento dos parâmetros locais da laje superior do tabuleiro. A técnica utilizada nestas fases engloba 12 acelerómetros prezoeletricos distribuídos por pontos de referência fixos e pontos de medição móveis.

É de destacar o facto de que, em condições ambientais, os níveis de aceleração mostraram-se reduzidos, pelo que foi necessário proceder à excitação forçada da estrutura por meio de um grupo de pessoas a saltar aleatoriamente sobre a via-férrea em termos temporais e espaciais. Deste modo foi possível melhorar os níveis da relação sinal-ruído aumentando a coerência dos sinais medidos.

4.5.1.1 Fase 1: parâmetros modais globais da estrutura

Para identificar os parâmetros modais globais da estrutura, isto é, modos associados a frequências muito baixas envolvendo normalmente uma deformação longitudinal da globalidade da estrutura, foram realizados vários *setups* envolvendo acelerações nas direções vertical, longitudinal e transversal. Na totalidade foram considerados 60 pontos de medição distribuídos ao longo dos três tramos, registando-se 46 resultados nos muros guarda-balastro, 8 nas almas da viga pré-fabricada e 6 na extremidade da consola. Efetivamente, na Figura 4.30 ilustram-se os vários locais de medição e ainda os acelerómetros colocados na zona da junta entre os tabuleiros dos tramos 1 e 2 a dois níveis diferentes, um superior nas almas do tabuleiro próximo dos aparelhos de apoio e um inferior no muro guarda-balastro.

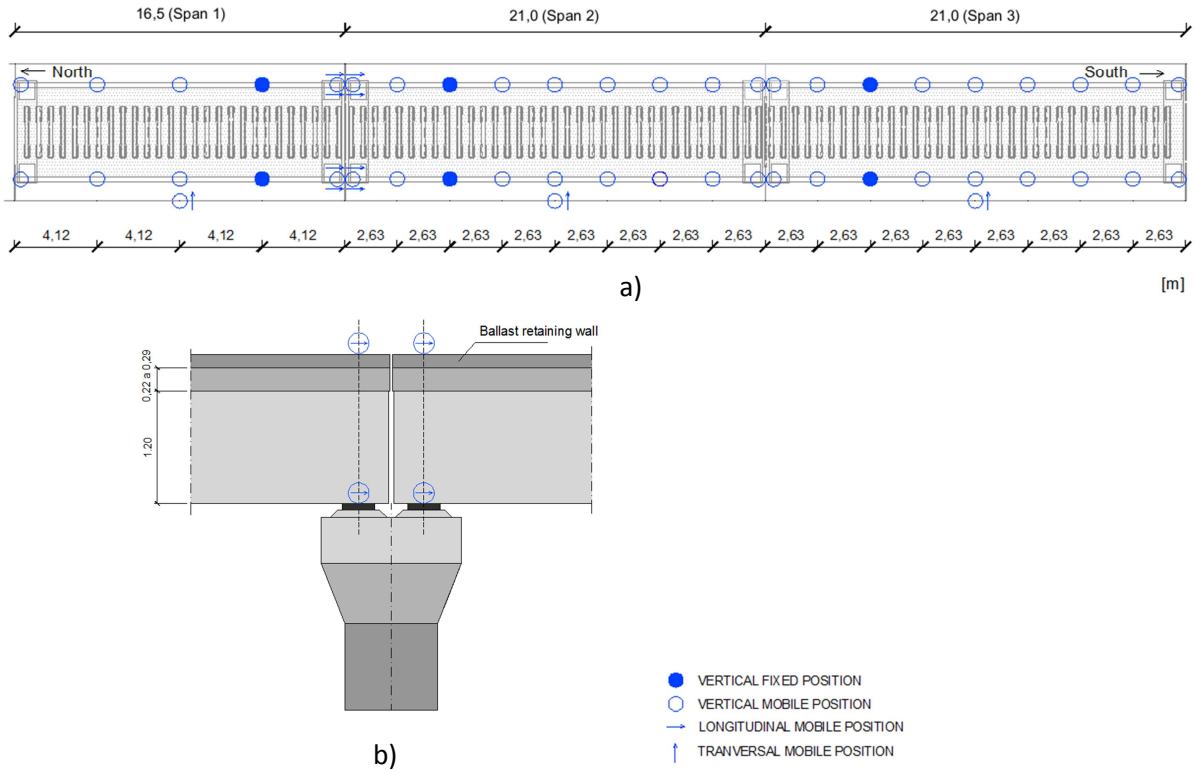


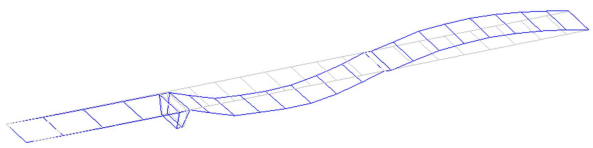
Figura 4.30 – Pontos de medição da Fase 1: a) Planta dos três tramos, b) Corte transversal do viaduto [31]

Através do Quadro 4.7 identificam-se os valores alcançados no ensaio de vibração ambiental para as frequências naturais de vibração e para os coeficientes de amortecimento dos modos de vibração globais. Ressalva-se o facto de que os valores de amortecimento são uma média daqueles conseguidos experimentalmente, uma vez que na realidade o que se obtém é uma dispersão associada aos diversos valores encontrados em cada *setup*.

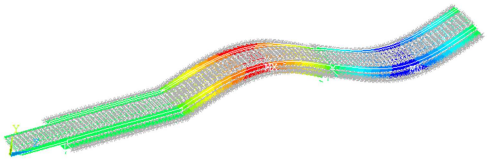
Quadro 4.7 – Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração globais

Modo de vibração	Tipo de modo	Frequência (Hz)	Coeficiente de amortecimento (%)
1G	Flexão vertical	6,76	1,63
2G	Flexão vertical	6,95	3,56
3G	Flexão vertical	9,65	2,39
4G	Torção	13,04	4,99

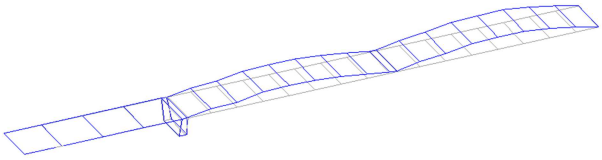
Na Figura 4.31 é efetuada uma comparação entre as configurações relativas aos modos de vibração de acordo com as frequências naturais resultantes da campanha experimental e as correspondentes aos modos de vibração numéricos determinados através de uma análise modal com o modelo B do viaduto de acordo com os valores calibrados já expostos no Quadro 4.6.



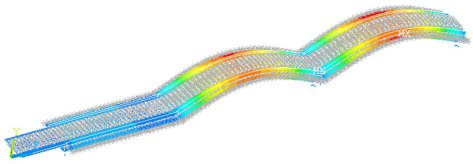
Modo 1G: f = 6,76 Hz



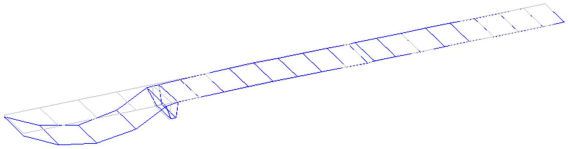
Modo 1G: f = 6,52 Hz



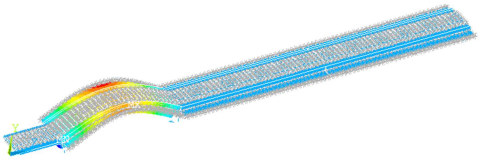
Modo 2G: f = 6,95 Hz



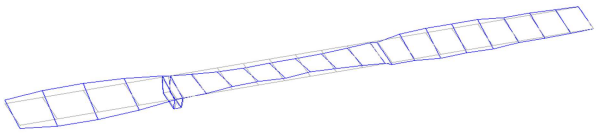
Modo 2G: f = 6,49 Hz



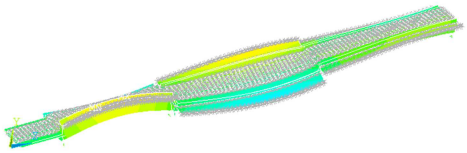
Modo 3G: f = 9,65 Hz



Modo 3G: f = 9,57 Hz



Modo 4G: f = 13,04 Hz



Modo 4G: f = 10,64 Hz

a) b)

Figura 4.31 – Modos de vibração globais: a) experimentais, b) numéricos após calibração [31]

Analisando os resultados supracitados constata-se que os modos de vibração 1G e 2G são típicos de estruturas contínuas, visto que, envolvem sobretudo movimentos de flexão conjunta dos dois tramos de 21,0 m, o que faz realçar a importância que a camada de balastro e os carris têm na continuidade da via. Por sua vez, o modo 3G representa o movimento de flexão de um determinado tramo de forma isolada e o modo 4G está relacionado com movimentos de torção de todos os tramos analisados.

4.5.1.2 Fase 2: parâmetros modais locais da estrutura

No que respeita aos parâmetros modais locais da estrutura, estes estão por norma associados a frequências de vibração mais elevadas caracterizando-se por deformações em determinados elementos estruturais como a laje do tabuleiro betonada *in situ*.

Durante a fase 2 do ensaio recorreu-se a vários *setups* para avaliar as acelerações na direção vertical, pelo que se mediram 84 pontos, fixos e móveis, no tramo de 21,0 m, com particular incidência na metade do vão do lado Norte (Figura 4.32). É de realçar que os acelerómetros instalaram-se sobre as travessas, no muro guarda-balastro, na extremidade das consolas e na laje inferior do tabuleiro.

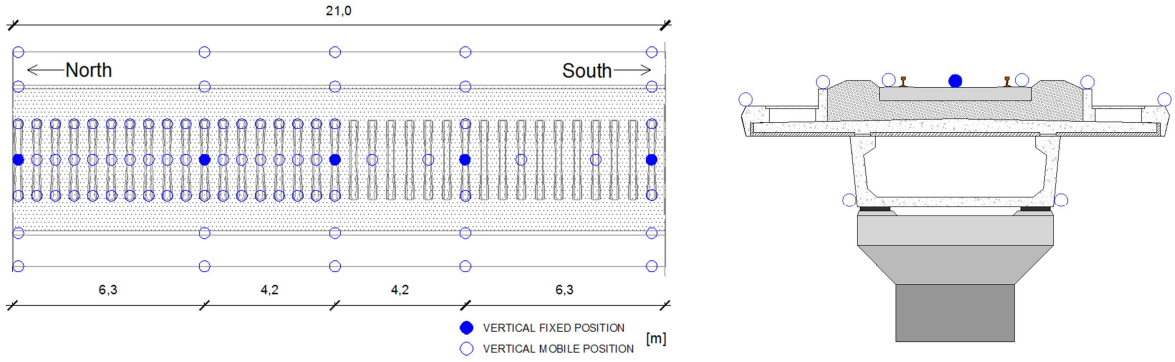


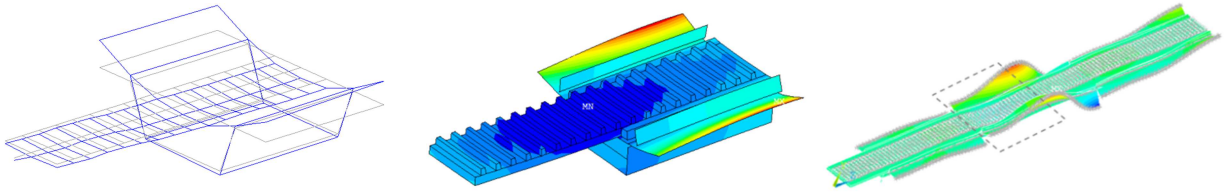
Figura 4.32 – Pontos de medição da Fase 2 do ensaio de vibração ambiental [31]

No Quadro 4.8 identificam-se os valores alcançados no ensaio de vibração ambiental para as frequências naturais de vibração e para os coeficientes de amortecimento dos modos de vibração locais.

Quadro 4.8 – Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração locais

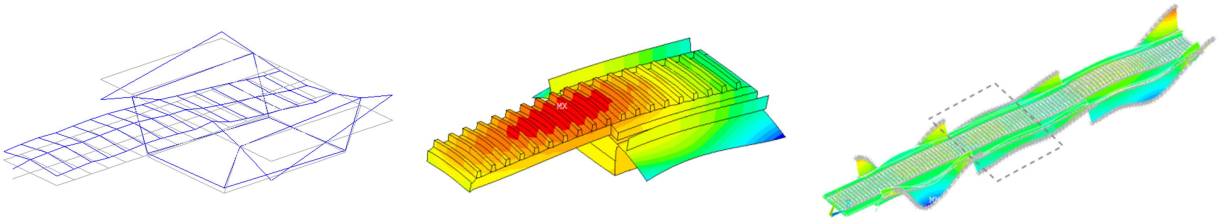
Modo de vibração	Frequência (Hz)	Coeficiente de amortecimento (%)
1L	25,48	2,16
2L	27,41	2,13
3L	53,18	4,47
4L	60,18	3,35

Na Figura 4.33 é efetuada novamente uma comparação entre as configurações relativas aos modos de vibração de acordo com as frequências naturais resultantes da campanha experimental e as correspondentes à análise modal do modelo B do viaduto já com as propriedades calibradas do Quadro 4.6.



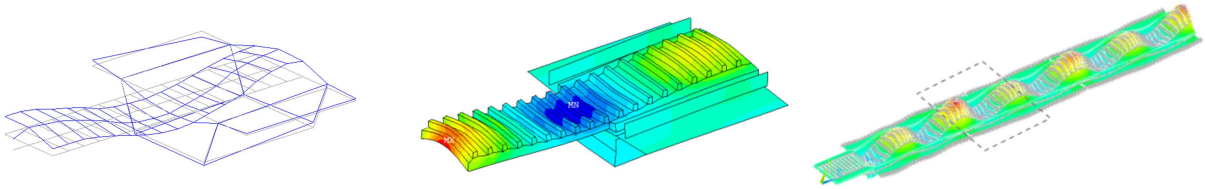
Modo 1L: f = 25,48 Hz; ξ = 2,16 %

Modo 1L: f = 26,52 Hz



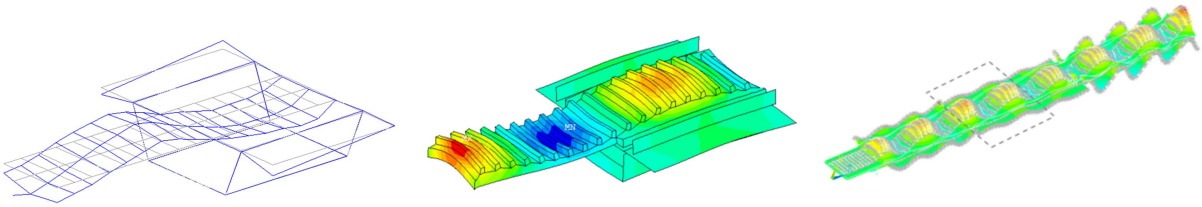
Modo 2L: f = 27,41 Hz; ξ = 2,13 %

Modo 2L: f = 27,23 Hz



Modo 3L: f = 53,18 Hz; ξ = 4,47 %

Modo 3L: f = 53,01 Hz



Modo 4L: f = 60,18 Hz; ξ = 2,16 %

Modo 4L: f = 60,27 Hz

a) b)

Figura 4.33 – Modos de vibração locais: a) experimentais, b) numéricos após calibração [31]

Da observação e análise da figura precedente conclui-se que os modos locais 1L e 2L estão diretamente relacionados com os movimentos das consolas e por compatibilidade estrutural são parcialmente transmitidos à laje superior do tabuleiro. Por outro lado, os modos 3L e 4L refletem-se em movimentos de flexão da laje superior do tabuleiro que, consequentemente, são transmitidos às consolas.

5
MODELAÇÃO DOS COMBOIOS

5.1. INTRODUÇÃO

Uma análise dinâmica que envolva a interação ponte-comboio exige uma adequada modelação do comboio. Para um melhor enquadramento é efetuada uma rápida abordagem sobre comboios de alta velocidade, comprovando a diversidade e evolução deste meio de transporte pelo mundo fora. Relativamente à modelação escolheram-se, de entre os vários tipos de comboios europeus passíveis de serem estudados, o articulado TGV e o convencional Alfa Pendular. Neste sentido, numa secção própria são descritas cuidadosamente as diferentes etapas e considerações resultantes de cada modelo de elementos finitos, desenvolvidos com o apoio do software ANSYS.

Efetivamente, a modelação de veículos ferroviários pode decompor-se em duas vertentes, uma simplificada, em que normalmente não se consideram todos os elementos estruturais dos veículos, como é o caso dos modelos de massas móveis e dos modelos massa-mola-amortecedor; e uma mais complexa que inclui os modelos de corpos rígidos e os modelos de corpos flexíveis. Em relação ao modelo de massas móveis, constitui uma das primeiras aproximações adotadas na modelação de veículos e consiste na consideração de uma massa móvel, representativa da massa do veículo, a circular sobre a estrutura com determinada velocidade. Este modelo não considera a influência das suspensões na resposta do veículo para além de não distinguir os seus diferentes elementos estruturais, nomeadamente os eixos, os bogies e a caixa. A verdade é que apesar destas limitações, o modelo de massas móveis serviu de impulsionador ao desenvolvimento dos modelos de veículo mais complexos. Quanto ao modelo massa-mola-amortecedor, resulta na simulação de cada eixo do veículo de forma independente, por intermédio de um sistema de um grau de liberdade, que incorpora a massa não suspensa, posicionada no ponto de contacto com a estrutura, e a mola e o amortecedor primários que fazem a ligação à massa suspensa. Este tipo de modelo tem como principal desvantagem não considerar a ligação dos vários eixos através dos bogies e da caixa, para além de não considerar todos os elementos do veículo. Na realidade, no decorrer deste capítulo, serão abordadas as duas possibilidades mais complexas, na medida em que a modelação do TGV foi realizada com recurso ao modelo de corpos rígidos que integra elementos finitos de viga rígidos onde se concentram as massas, em concatenação com a caixa do veículo, os *bogies* e os eixos, ligados por intermédio de molas e amortecedores, simulando o sistema de suspensão primário e secundário. A principal desvantagem deste modelo passa pela ausência de flexibilidade dos elementos estruturais. Por outro lado, a modelação do Alfa Pendular baseia-se num modelo de corpos flexíveis, em que a caixa pode ser modelada por intermédio de elementos finitos de grelha, casca ou volume. De facto, esta abordagem evidencia a enorme vantagem da flexibilidade dos eixos, *bogies* e caixa, não ser descurada; todavia, a modelos com esta complexidade são intrínsecos números elevados de graus de liberdade, que podem significar tempos de cálculo de análises dinâmicas pouco competitivos [33].

É de destacar o facto de que estudos recentes desenvolvidos por Carlbom [34] e Wei e Griffin [35] incorporam na modelação do veículo a modelação dos assentos, dos passageiros e das suas interfaces, como pés-pavimento, cabeça-encosto ou braços-apoios. Na verdade, as acelerações medidas nas interfaces do corpo humano têm evidenciado um grande avanço no que se refere à avaliação do conforto dos passageiros. A título de curiosidade, Wei e Griffin [35] desenvolveram um extenso estudo experimental baseando-se na análise dinâmica do sistema passageiro/assento, que possibilitou situar as suas frequências de vibração num intervalo entre 3 e 5 Hz [33].

5.2. OS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

Ao longo desta secção pretende-se ilustrar as diferentes categorias de comboios de alta velocidade transeuropeus existentes de acordo com as tipologias explicadas em 2.2.2.2, elucidando acerca das suas principais características e divergências. Procede-se, adicionalmente, a uma curta elucidação acerca da Alta Velocidade no mundo asiático, nomeadamente no Japão, na China e na Coreia.

5.2.1. COMBOIOS ARTICULADOS

5.2.1.1 TGV (Train à Grande Vitesse)

Na França, a linha pioneira do Train à Grande Vitesse (TGV), entre Paris e Lyon, numa distância de 425 km, teve o seu planeamento iniciado em 1966, a construção em 1978 e foi inaugurada em 1981. A topografia francesa é relativamente plana. Este fator associado à utilização das vias convencionais dos comboios urbanos na aproximação a Paris, tornou mais fácil e barata a implantação do TGV.

Além de ser o primeiro comboio de alta velocidade da europa, o TGV é também o maior, ostentando um comprimento total de cerca de 400 m e um afastamento médio entre bogies de 18,7 m [25]. É construído pela empresa francesa Alstom e TGV é uma marca registada da SNCF (*Société Nationale des Chemins de Fer Français*).



Figura 5.1 – Comboio TGV [36]

O TGV (Figura 5.1) viaja em linhas especiais conhecidas como LGV (*Ligne à Grande Vitesse*), o que permite alcançar os 320 km/h em operação normal nas linhas mais recentes. Todavia, este comboio também pode circular em linhas convencionais apesar de a velocidades inferiores. Em 2007, durante um teste, a composição V150 atingiu uma velocidade máxima de 574,8 km/h, constituindo um novo recorde mundial de velocidade sobre carris.

Este comboio articulado circula na França, mas também une a França com países vizinhos como a Bélgica e a Suíça, onde os passageiros se podem conectar com outros serviços de alta velocidade e diferentes redes ferroviárias [3].

5.2.1.2 Thalys 2

O comboio articulado Thalys 2 (Figura 5.2) é um comboio de foro internacional que se iniciou com a ligação Paris – Bruxelas. Atualmente, este comboio faz ligações entre Paris, Bruxelas, Amesterdão e Colónia, circulando a uma velocidade máxima de 300 km/h [37]. Tem como características um comprimento total de 393,34 m, num afastamento médio (D) entre bogies de 18,7 m e uma carga média por eixo de 170 kN [25].



Figura 5.2 – Comboio Thalys 2 [37]

5.2.1.3 EUROSTAR

O EUROSTAR é o meio de transporte de alta velocidade que faz a ligação de Londres a Paris e Bruxelas por meio do Canal da Mancha (Figura 5.3). Apresenta 18 carruagens ao longo de um comprimento total de 386,67 m. A sua velocidade máxima é de 300 km/h, circulando a 160 km/h durante a travessia do canal [25].

O Túnel do Canal da Mancha iniciou operação em 1994, mas a linha até Londres ficou inteiramente capacitada para os comboios de alta velocidade somente em novembro de 2007. A título de curiosidade, este canal ferroviário, também designado por Eurotúnel, encontra-se na maior parte do seu percurso 40 metros abaixo do fundo do mar [38].



Figura 5.3 - Comboio EUROSTAR a sair do Eurotúnel [39]

5.2.2. COMBOIOS CONVENCIONAIS

5.2.2.1 ETR-Y500 (Elettro Treno Rapido)

A Itália implementou pela primeira vez uma linha de alta velocidade nos anos 90, precisamente com este modelo, o ETR-Y500 (Figura 5.4). Para enfrentar a grande quantidade de curvas, os italianos desenvolveram a tecnologia de *tilting train*. Conhecido como Pendolino, o comboio inclina-se nas curvas para compensar a força centrífuga e oferecer maior conforto aos passageiros.



Figura 5.4 – Comboio ETR-Y500 [40]

Este comboio convencional caracteriza-se por um comprimento um pouco inferior aos comboios articulados, de 295,7 m. Quanto à sua velocidade de circulação é de 300 km/h mas já alcançou os 362 km/h [25]. Destaca-se que a rede de alta velocidade italiana tem rotas que unem Milão, Bolonha, Florença, Roma e Nápoles bem como Turim, Milão, Pádua e Veneza [3].

5.2.2.2 ICE2 (InterCity Express)

O InterCity Express, normalmente designado por ICE, é um comboio alemão que começou a circular cerca de dez anos após a implementação da rede TGV. Ao contrário do que sucede na França ou no Japão em que as redes de alta velocidade são exclusivas, a Alemanha decidiu adotar uma estratégia de compartilhamento das vias entre serviços de passageiros e de mercadorias.

Com efeito, o ICE 2 (Figura 5.5) atinge velocidades na mesma ordem que os comboios articulados, cerca de 330 km/h e possui um comprimento de 350,52 m [25].

Este meio de transporte ferroviário alemão serve ainda cidades como Áustria, Bélgica, Suíça e Holanda [3].



Figura 5.5 - Comboio alemão ICE2 [40]

5.2.2.3 Virgin

Em 1990 surge o Virgin (Figura 5.6), um comboio convencional de alta velocidade inglês que percorre a Inglaterra e a Escócia. Este comboio, com um comprimento de 258,7 m, pode atingir uma velocidade máxima de 225 km/h. Tem ainda como características uma afastamento médio (D) entre bogies de 23,9 m e uma carga média por eixo de 170 kN, carga essa da mesma ordem de grandeza dos comboios articulados [25].



Figura 5.6 - Comboio Virgin [41]

5.2.2.4 Alfa Pendular

O veículo CPA série 4000, conhecido por Alfa Pendular (Figura 5.7), é o comboio português mais veloz, atingindo a velocidade máxima de 220 km/h num percurso ao longo da costa, desde Braga até Faro. Desde os finais dos anos noventa que o serviço Alfa Pendular circula com os comboios *Pendolino*, originários de Itália e baseados no modelo convencional ETR. De facto, ao inclinar, o Alfa Pendular pode fazer as curvas desenhadas para os comboios mais lentos a velocidades superiores e sem causar desconforto aos passageiros [42].



Figura 5.7 – Comboio português Alfa Pendular [42]

O comboio luso apresenta um comprimento de apenas 151,2 m, uma distância entre eixos de 25,9 m e suporta 132,8 kN por eixo [25].

5.2.3. COMBOIOS REGULARES

5.2.3.1 TALGO AVE (Tren Articulado Ligero Goicoechea Oriol – Alta velocidad Española)

O TALGO (Figura 5.8) abreviatura de Tren Articulado Ligero Goicoechea Oriol, é um comboio espanhol de alta velocidade com cerca de 356 m, projetado para atingir velocidades na ordem dos 350 km/h. Todavia, regra geral circula a um máximo de 330 km/h nas ligações Madrid-Barcelona e Madrid-Valladolid, consequência do estado das linhas ferroviárias e dos limites de velocidade comerciais [43].



Figura 5.8 - Comboio TALGO-AVE2 [44]

5.2.4. COMBOIOS DE AV NA ÁSIA

5.2.4.1 Japão

O Japão foi o primeiro país a desbravar os caminhos da alta velocidade, com o Shinkansen, na rota entre Tóquio e Osaka, em 1964, à velocidade de 210 km/h. Hoje, essa linha, com 515 km e 16 estações, é a de maior densidade de tráfego no mundo. A sua área de influência inclui a maior metrópole global, Tóquio, com 32 milhões de habitantes, e as regiões metropolitanas em torno das cidades de Nagoya e Osaka, que, em conjunto, têm 22 milhões de habitantes. De facto, a grande população (128 milhões de habitantes) em uma área pequena e montanhosa resultou na formação de enormes regiões urbanas nos vales próximos à costa. Deste modo, o transporte ferroviário foi adotado como solução para a mobilidade da população, tanto nas áreas urbanas como entre elas.

Salienta-se ainda que os japoneses ostentam o recorde mundial no que diz respeito a comboios de alta tecnologia de levitação magnética, denominados Maglev, ao atingirem em 2003 a velocidade máxima de 581 km/h.

Atualmente surgiu uma nova geração de Shinkansen convencionais, os FASTECH 360, que podem atingir uma velocidade máxima de 405 km/h e uma velocidade de cruzeiro de 360 km/h [3].



Figura 5.9 - Comboios Shinkansen série 500, JR-MAGLEV e FASTECH 360, ilustrados da esquerda para direita [3]

5.2.4.2 China

A China entrou recentemente no mundo da alta velocidade, no entanto, o rápido crescimento económico deste país permitiu a construção de milhares de quilómetros de linhas em pouco tempo. Na verdade, hoje a rede ferroviária chinesa de alta velocidade é já a maior do mundo, com mais de 7500 km de extensão.

Em julho de 2011 foi inaugurado o maior trecho de alta velocidade construído de uma só vez no mundo, constituindo também a maior linha de alta velocidade do país ao ligar, ao longo de 1318 km, os seus dois principais centros financeiros, Pequim e Xangai. O veículo circula a uma velocidade de 300 km/h conectando as duas cidades em cerca de 4 horas e 48 minutos.

Por outro lado, a China usufrui ainda de um comboio maglev de levitação magnética, o Transrapid de Xangai (Figura 5.10), inaugurado em parceria com a Siemens, possibilita a ligação de Xangai ao aeroporto de Pudong [45].



Figura 5.10 - Comboio Transrapid de Xangai [46]

5.2.4.3 Ilha Formosa

O Taiwan High Speed Rail, THSR (Figura 5.11), é o sistema ferroviário da ilha Formosa e adotou a tecnologia japonesa Shinkansen como núcleo do sistema. Com efeito, a recente experiência de implantação da Alta Velocidade em Taiwan é particularmente interessante. A linha foi construída em sete anos e entrou em operação em janeiro de 2007. São 345 km em bitola padrão entre Taipei (com 10 milhões de habitantes) e Kaohsiung (2,7 milhões), percorridos em oitenta minutos. A velocidade máxima é de 300 km por hora e o projeto prevê um total de 12 estações. Cerca de 90% do trajeto foi feito em viadutos e túneis [3].



Figura 5.11 - Comboio THSR Shinkansen 700-T [47]

5.2.4.4 Coreia

O Korea Train eXpress, ou KTX (Figura 5.12), é um comboio de alta velocidade da Coreia do Sul baseado maioritariamente no sistema TGV francês. Após 12 anos de construção, a linha Gyeongbu e a linha Honam abriram a 31 de março de 2004. Efetivamente, esta demora foi consequência da

necessidade de construir uma grande quantidade de viadutos e túneis por causa da topografia desfavorável. O KTX pode atingir a velocidade máxima de 350 km/h [3].



Figura 5.12 - Comboio KTX [48]

5.3. MODELAÇÃO DO TGV

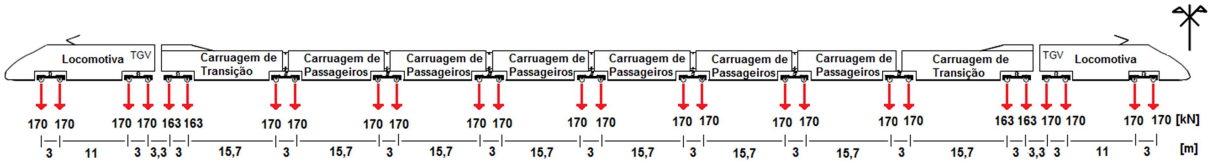
De entre os vários comboios de alta velocidade em funcionamento, no âmbito deste trabalho, optou-se pela modelação do *Train à Grande Vitesse* (TGV) francês. Através da secção 5.2.1.1 descreveu-se sumariamente a história deste meio de transporte, sendo que agora se procede à sua caracterização geométrica elucidando acerca das opções tomadas ao longo da sua modelação, realizada com o apoio do programa comercial ANSYS versão 12.0, que possui a enorme vantagem de permitir construir o modelo com recurso à linguagem APDL (*Parametric Design Language*).

5.3.1. ASSINATURA DINÂMICA DO TGV

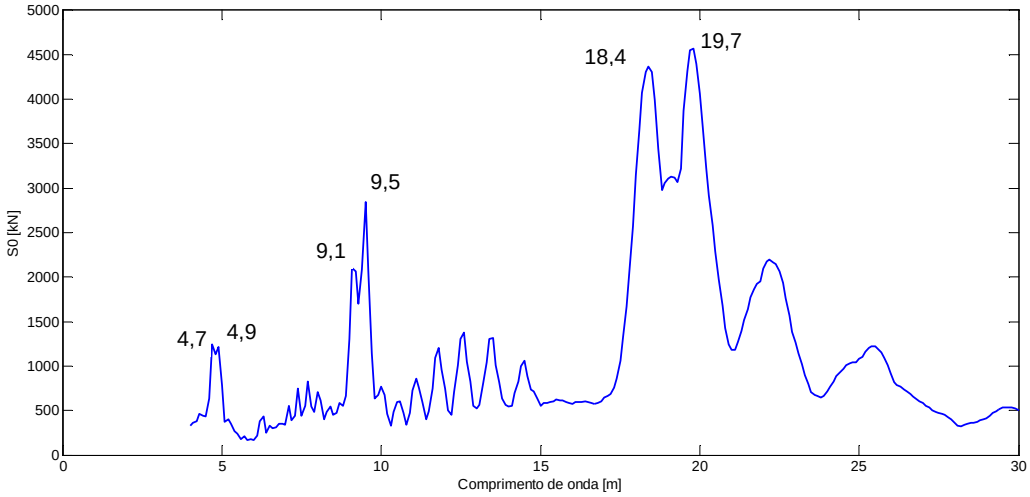
O TGV Duplo é um comboio de tipologia articulada constituído por 2 veículos iguais e simétricos que englobam 4 locomotivas, 4 carruagens de transição e 12 carruagens de passageiros, totalizando 52 eixos, uma carga por eixo variável entre os 163 kN e os 170 kN e um comprimento de aproximadamente 400 m. É de destacar que já se realizaram análises comparativas entre comboios articulados com 7, 10, 16 e 20 carruagens, sendo que, segundo Lee e Kim [49], como seria espectável, modelos pequenos como os primeiros dois referidos, conduzem a resultados que, em certa medida, se desviam dos alcançados com modelos com um maior número de carruagens. Neste sentido, a seleção de um comboio duplo com um total de 20 carruagens revela-se uma escolha assertiva no que respeita à obtenção de resultados mais rigorosos, especialmente na análise de velocidades de ressonância.

Com efeito, o "bilhete de identidade" de um comboio equivale à sua assinatura dinâmica (S_0), através da qual se ilustra o modo como o veículo excita dinamicamente a estrutura. Como mencionado no capítulo 2, esta assinatura depende apenas das características geométricas do comboio, em particular das cargas por eixo e do afastamento entre eixos, e é dada pela expressão (2.12). Na Figura 5.13 representa-se primeiro, o esquema de cargas característico de cada um dos dois comboios do TGV Duplo, de acordo com os valores estipulados na norma EN1991-2 [15], e depois a assinatura dinâmica que resulta da ação conjunta dos dois comboios, para comprimentos de onda entre os 4 e os 30 m.

Realça-se que os valores das cargas do TGV Duplo, e respetiva localização, podem também ser consultados no Quadro A1.2 do Anexo A1.1.



a)



b)

Figura 5.13 – Comboio TGV: a) Esquema das cargas por eixo de um dos dois veículos, b) Assinatura dinâmica do TGV Duplo

Observando a figura anterior, é possível aferir que a gama de comprimentos de onda predominantemente excitada por este comboio de alta velocidade varia entre os 17 m e os 21 m. Na verdade, constata-se a existência de dois picos que se destacam particularmente, picos estes diretamente associados à distância característica entre eixos (D), que no caso do TGV assume o valor de 18,7 m. A presença de precisamente dois picos com comprimento de onda distintos resulta da composição de dois comboios. De facto, os dois veículos acoplados encontram-se desfasados de meia fase, o que conduz a que em situações de ressonância os efeitos induzidos pelo comboio traseiro se oponham aos efeitos do comboio dianteiro. Esta situação leva a que os efeitos máximos do conjunto dos dois comboios ocorram, não para o comprimento de onda teórico (18,7 m), mas sim para comprimentos de onda ligeiramente superiores (19,7 m) e inferiores (18,4 m), nos quais as duas composições já não se encontram em oposição de fase. Os restantes quatro picos que se destacam correspondem a submúltiplos cada vez menos agressivos.

5.3.2. Modelação Numérica Bidimensional

A modelação do comboio foi iniciada recorrendo a um modelo numérico simplificado bidimensional do TGV Duplo. Visualizando a Figura 5.14 é possível ter rapidamente uma ideia das simplificações admitidas entre o comboio real, o modelo dinâmico e o definido com o apoio do ANSYS.

Efetivamente, são representadas uma locomotiva, uma carruagem de transição e parte de uma carruagem de passageiros, onde se indicam as principais medidas e constantes dinâmicas.

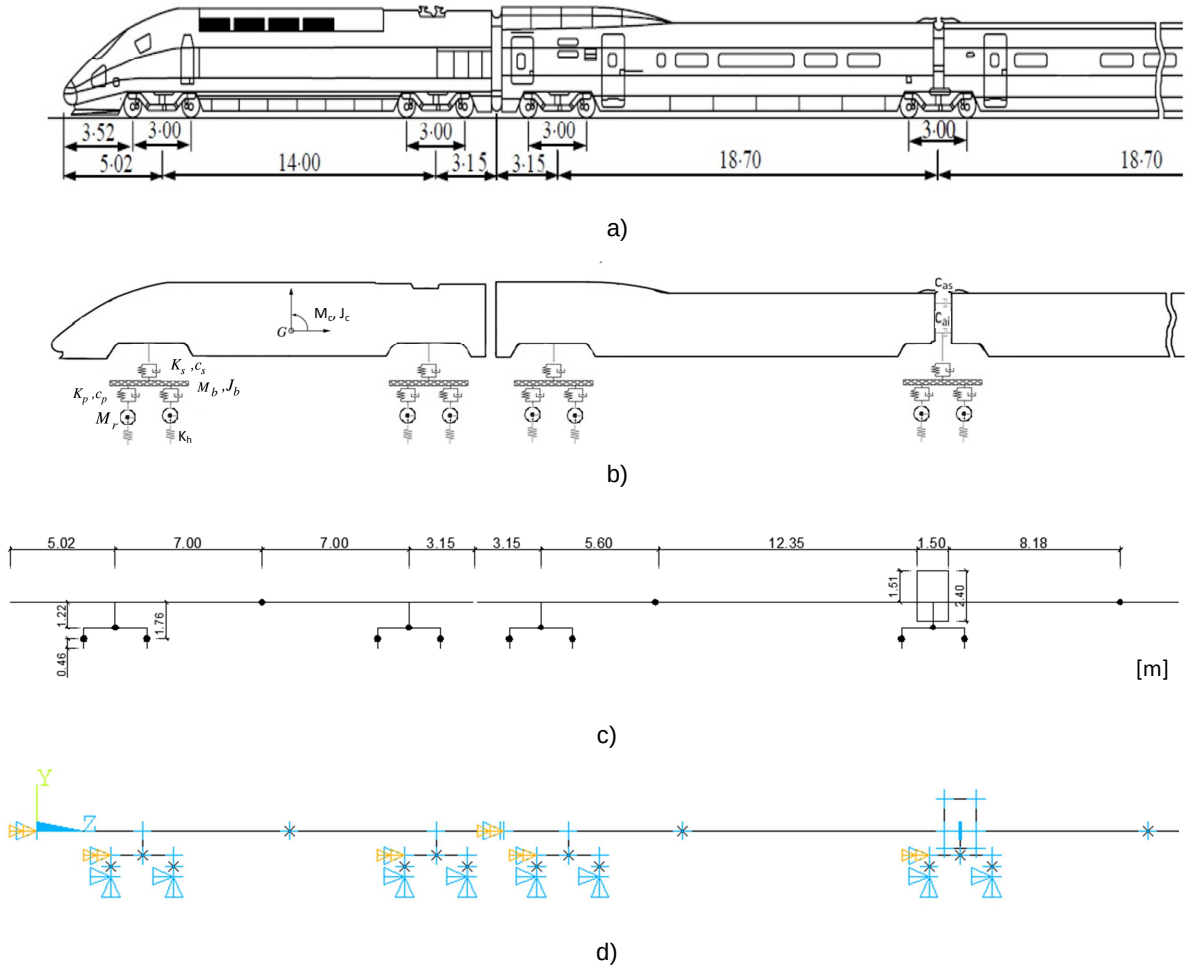


Figura 5.14 – Comboio TGV Duplo: a) Alçado [50]; b) Modelo dinâmico (adaptado de [50]); c) Modelo numérico 2D cotado; d) Modelo numérico 2D com apoios

No decorrer da modelação 2D do comboio utilizaram-se essencialmente três elementos incorporados no programa ANSYS, aos quais já se recorreu aquando da modelação do viaduto de Alverca, e cujas aplicações são resumidas no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Tipo de elementos utilizados

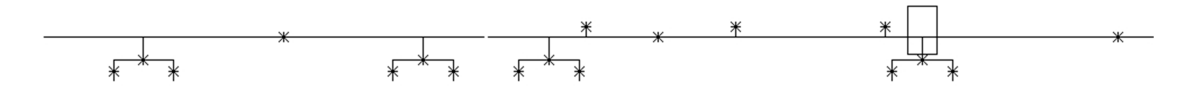
Designação	Tipo de elemento
BEAM44	Viga
COMBIN14	Mola e/ou amortecedor
MASS21	Massa pontual

Com efeito, do ponto de vista dinâmico as caixas podem ser simuladas por corpos rígidos de massa pontual M_c e inércia à rotação J_c, neste sentido, e tendo em vista um modelo simplificado, recorreu-se a um elemento MASS21. De forma complementar, utilizou-se um elemento viga BEAM44, alinhado com o centro de gravidade de cada carruagem, no qual se empregou propriedades de inércia que traduzissem adequadamente uma viga rígida, isto é, adotou-se uma secção de área 1×1 m^2 e inércia 0,35 m^4. Adicionalmente, usufrui-se destas duas tipologias de modelação para simular os *bogies*, equiparados também a corpos rígidos de massa M_b e inércia à rotação J_b. É de destacar que, nas ligações das carruagens articuladas foi necessário colocar uma rótula, precisamente para não se perder este efeito de articulação que existe na realidade. Relativamente às suspensões secundárias e primárias, os conjuntos mola-amortecedor com rigidezes k_s e k_p e constantes de amortecimento c_s e c_p, respetivamente, simularam-se por intermédio do elemento COMBIN14. Já para os conjuntos eixo/roda recorreu-se novamente ao MASS21 simulando massas pontuais M_r . O elemento COMBIN14 foi útil ainda para simular as ligações roda-carril através de molas de rigidez k_h. É de notar que, tratando-se de um comboio articulado foi importante representar também a ligação entre carruagens contíguas, utilizando-se para o efeito amortecedores horizontais representados por elementos COMBIN14, onde se aplicaram as constantes de amortecimento da ligação superior, c_{as} ,e inferior, c_{ai} , entre carruagens. Todavia, visto que a caixa não é completamente modelada, para interligar estes amortecedores criaram-se duas vigas rígidas verticais com o auxílio da BEAM44, possuindo um valor de inércia análogo ao utilizado para simular a inércia de flexão das caixas e dos bogies.

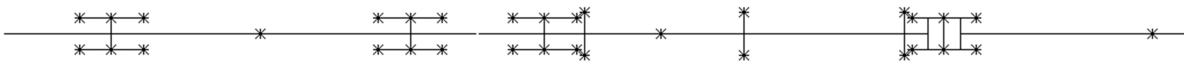
No que toca aos apoios, naturalmente, no final da ligação roda/carril travaram-se todas as direções; por outro lado, foi necessário impedir o movimento longitudinal das caixas e dos bogies. Em adição, todos os pontos foram impossibilitados de se deslocarem transversalmente, isto para evitar que o comboio se movesse para fora do plano, dada a utilização de um elemento BEAM44 que possui 6 graus de liberdade. Outro aspeto de extrema importância quando se modela em 2D, e que é crucial para obter os resultados adequados durante uma análise modal, passa por travar a rotação dos elementos viga em torno do próprio eixo.

5.3.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL

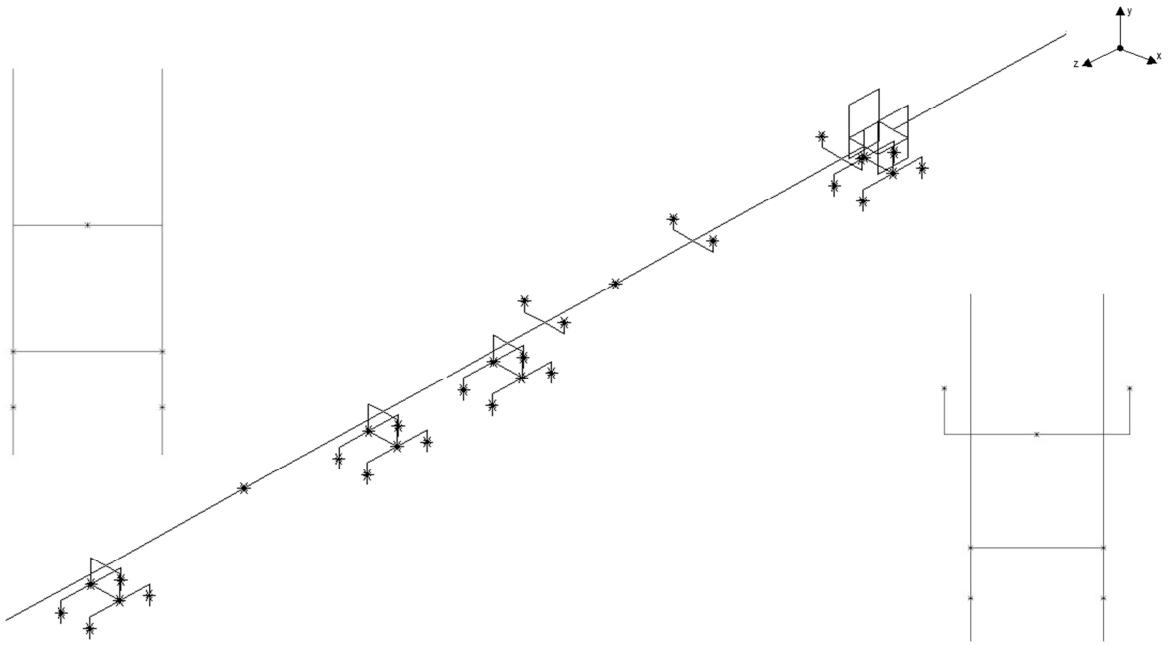
Perante a modelação tridimensional do viaduto Flyover de Alverca tornou-se imperativo modelar o comboio também em 3D, para que uma interação entre os dois fosse viável. Neste sentido, a primeira etapa de modelação bidimensional serviu essencialmente para validar o modelo retirando alguns modos de vibração, visto que de seguida se prosseguiu à sua conversão para um modelo 3D. O resultado final pode ser observado na Figura 5.15, onde se representam diferentes perspetivas da parte inicial do modelo numérico, que engloba a locomotiva, a carruagem de transição e meia carruagem de passageiros.



a)



b)



c) d) e)

Figura 5.15 – Modelo numérico do TGV Duplo: a) vista longitudinal, b) vista de cima, c) vista frontal da locomotiva, d) vista tridimensional, e) vista frontal da carruagem de transição

Esta modelação tridimensional, tal como a bidimensional, baseou-se na utilização exclusiva de três elementos disponíveis no ANSYS. Através da Figura 5.16 representa-se, a título de exemplo, uma carruagem de transição onde se indica a tipologia de cada elemento e os locais onde foram aplicados.

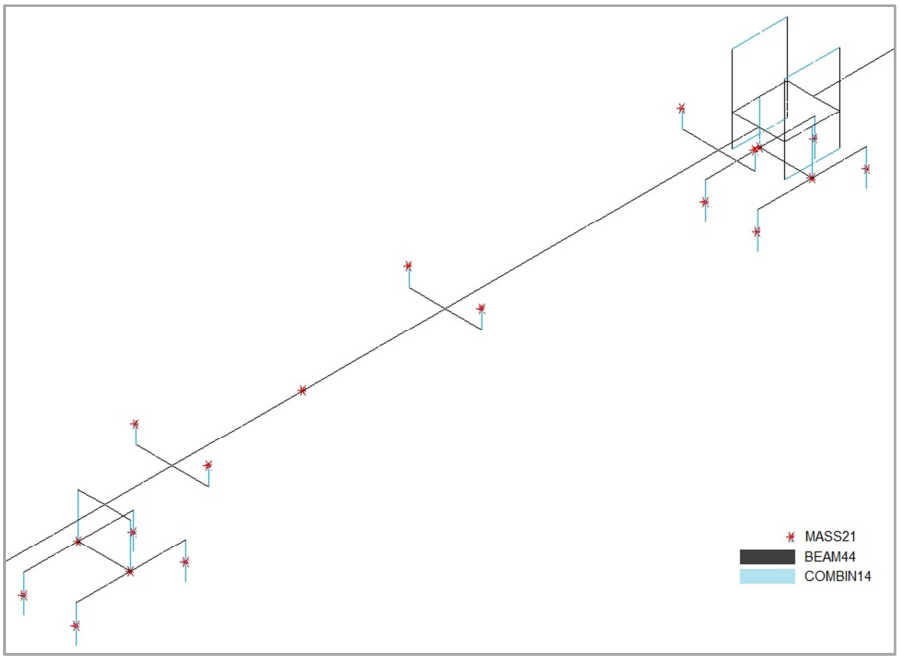
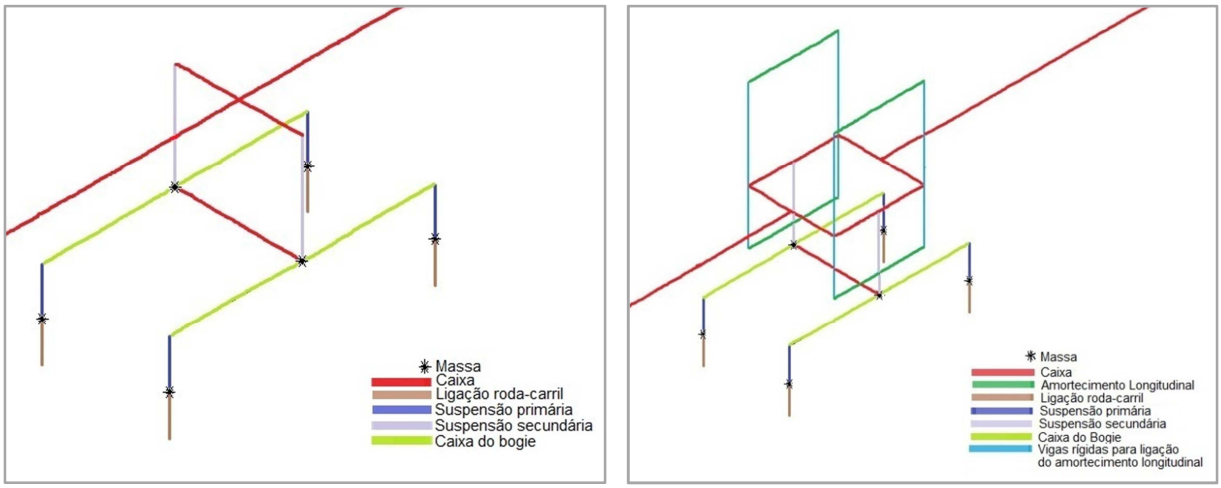


Figura 5.16 – Carruagem de transição com indicação da tipologia dos elementos utilizados na modelação

A realização desta passagem de 2D para 3D consistiu em criar dois modelos bidimensionais dos bogies, sendo que propriedades como a massa, o amortecimento e a rigidez entraram com metade do peso. É de notar que o afastamento entre bogies foi definido tendo por base o comprimento equivalente à bitola europeia (1,435 m), e estes elementos passaram a estar interligados por um elemento viga, a BEAM44, quer através da suspensão secundária, quer pelo nó central da barra que simula o bogie (Figura 5.17 a)). Seguindo o mesmo raciocínio, em cada lado mantiveram-se as suspensões horizontais que condicionam a ligação entre carruagens contíguas. Relativamente à caixa foi mantida a sua modelação e posição inicial, com exceção das zonas articuladas onde a viga rígida que simula a caixa foi duplicada e deslocada para os lados de modo a estabelecer ligação com as vigas rígidas verticais que auxiliam os amortecimentos horizontais (Figura 5.17 b)). Tal como no modelo em 2D, no caso tridimensional a articulação entre as carruagens foi preservada por intermédio de uma rótula, localizada de acordo com a ilustração da Figura 5.18.



a) b)

Figura 5.17 – Pormenor da modelação: a) bogie independente b) ligação articulada

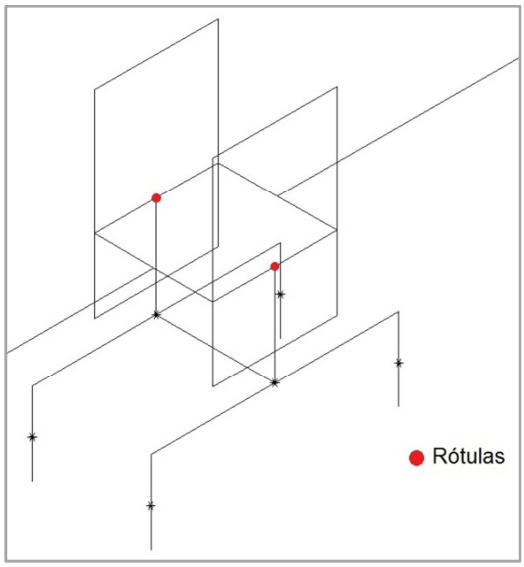


Figura 5.18 – Localização das rótulas que possibilitam a articulação entre as carruagens

Complementarmente, com o intuito de estudar adequadamente o nível de conforto dos passageiros, foi modelado um sistema de um grau de liberdade massa-mola-amortecedor. Neste sentido, foram selecionadas as carruagens mais interessantes para inserir os passageiros, nomeadamente, as 4 carruagens de transição e 4 das 12 carruagens de passageiros, mais concretamente, as 2 centrais de cada comboio. No interior de cada carruagem escolhida foram colocados três conjuntos assento/passageiro, localizados no início, no meio e no fim, como podemos visualizar na Figura 5.19. Em termos de propriedades, admitiu-se um ocupante de massa igual a 80 kg, uma rigidez do assento de $84{,}3 \times 10^3$ N/m e um amortecimento equivalente 1658,6 Ns/m. Na ausência de dados concretos que caracterizassem os assentos do TGV Duplo, admitiram-se estes valores em função de um ensaio dinâmico realizado num assento do Alfa Pendular, que será descrito no secção 5.4.2. Para modelar o passageiro utilizou-se um elemento de massa pontual, a MASS21, enquanto que para a suspensão recorreu-se ao COMBIN14, que incorpora a rigidez e o amortecimento. É de realçar ainda que este sistema massa-mola-amortecedor foi disposto em cada lado do comboio, sendo que a sua ligação foi executada com o auxílio de um elemento viga BEAM44.

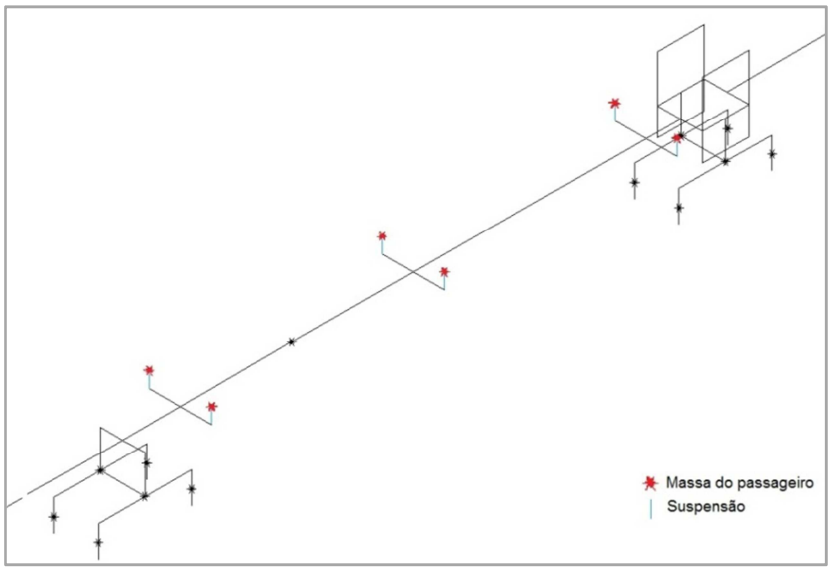


Figura 5.19 – Pormenor do sistema assento/passageiro na carruagem de transição

Em termos de apoios, tal como no modelo 2D, o deslocamento transversal foi impedido para todos os nós sem exceção, as caixas e os bogies também foram travados longitudinalmente e no final da ligação roda/carril bloquearam-se todos os graus de liberdade.

5.3.4. PROPRIEDADES DINÂMICAS DO COMBOIO

No que toca à definição das propriedades do comboio de alta velocidade em foco são vários os estudiosos a apresentarem valores, todavia, ainda se evidenciam grandes discrepâncias de autor para autor, pelo que se cingiu a consulta à norma ERRI D214/RP9 [8] e ao artigo desenvolvido por Lee e Kim [49].

Realçando o facto da locomotiva, da carruagem de transição e das carruagens de passageiros apresentarem características diferentes, os valores atribuídos a cada constante são indicados nos quadros seguintes, segundo a norma para comboios EUROSTAR, visto que este é também articulado e

bastante similar ao TGV. Todavia, quanto às constantes de amortecimento horizontal do sistema de ligação entre carruagens articuladas, ao não estarem estipuladas na norma foram consideradas com base nos valores definidos no artigo de Lee e Kim [49]. Já no que se refere à constante de rigidez que simboliza a ligação roda-carril (k_h), o valor admitido é normalmente $1{,}53x10^9$ N/m e tem por base a teoria de contacto de Hertz.

Quadro 5.2 – Propriedades atribuídas às locomotivas

Caixa	Massa (M_c)	51500	Kg
	Momento de Inércia (J_c)	1,050x10^6	Kg.m^2
Bogie	Massa (M_b)	2200	Kg
	Momento de Inércia (J_b)	1900	Kg.m^2
Eixo/Roda	Massa (M_r)	1700	Kg
Rigidez	Secundária (k_s)	3,26x10^6	N/m
	Primária (k_p)	2,60x10^6	N/m
Amortecimento	Secundário (c_s)	0,90x10^6	N.s/m
	Primário (c_p)	0,12x10^6	N.s/m

Quadro 5.3 – Propriedades atribuídas às carruagens de transição

Caixa	Massa (M_c)	35860	Kg
	Momento de Inércia (J_c)	1,658x10^6	Kg.m^2
Bogie	Massa (M_b)	2200	Kg
	Momento de Inércia (J_b)	1900	Kg.m^2
Eixo/Roda	Massa (M_r)	1700	Kg
Rigidez	Secundária (k_s)	0,90x10^5	N/m
	Primária (k_p)	2,60x10^6	N/m
Amortecimento	Secundário (c_s)	2,00x10^4	N.s/m
	Primário (c_p)	1,20x10^4	N.s/m

Quadro 5.4 – Propriedades atribuídas às carruagens de passageiros

Caixa	Massa (M_c)	22525	Kg
	Momento de Inércia (J_c)	0,810x10^6	Kg.m^2
Bogie	Massa (M_b)	2900	Kg
	Momento de Inércia (J_b)	2508	Kg.m^2
Eixo/Roda	Massa (M_r)	1900	Kg
Rigidez	Secundária (k_s)	5,80x10^5	N/m
	Primária (k_p)	2,00x10^6	N/m
Amortecimento	Secundário (c_s)	-	N.s/m
	Primário (c_p)	1,20x10^4	N.s/m

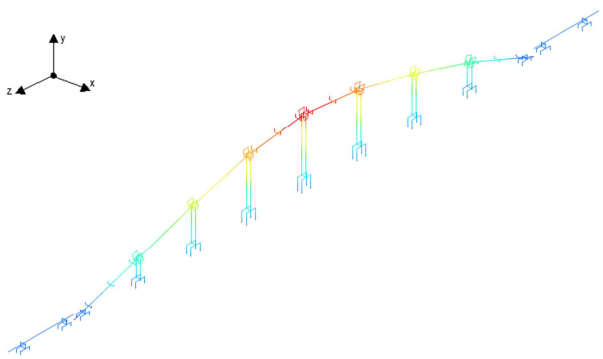
Quadro 5.5 - Propriedades dos amortecedores do sistema de ligação longitudinal das carruagens

Amortecimento Longitudinal	Superior (c_{as})	0,0495x10^6	N.s/m
	Inferior (c_{ai})	0,0660x10^6	N.s/m

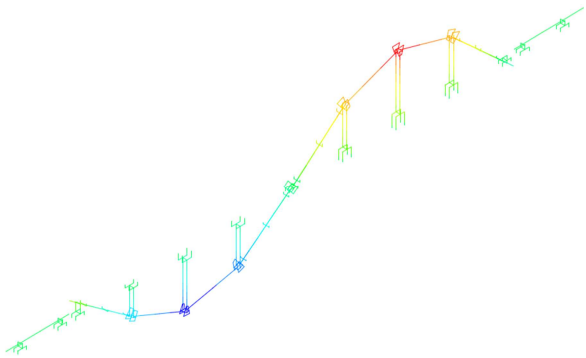
5.3.5. ANÁLISE MODAL

Concluída a modelação, realizou-se uma análise modal que permitiu identificar os principais modos de vibração globais do comboio, e locais dos bogies e passageiros. Como podemos observar pelas imagens seguintes, optou-se por ilustrar apenas a análise de um dos comboios, visto que estes são completamente equivalentes.

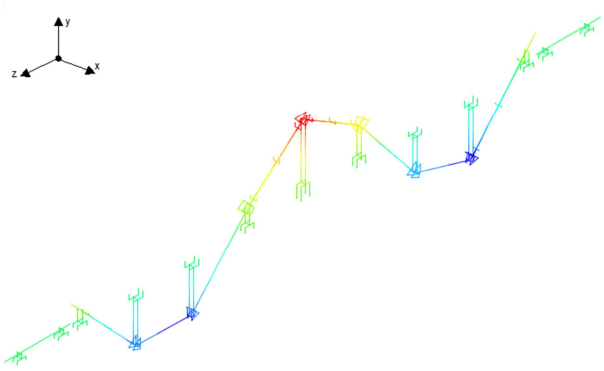
Relativamente à parte articulada do comboio, foram identificados 7 modos de vibração globais que permitem observar claramente a evolução do movimento das carruagens à medida que a frequência aumenta.



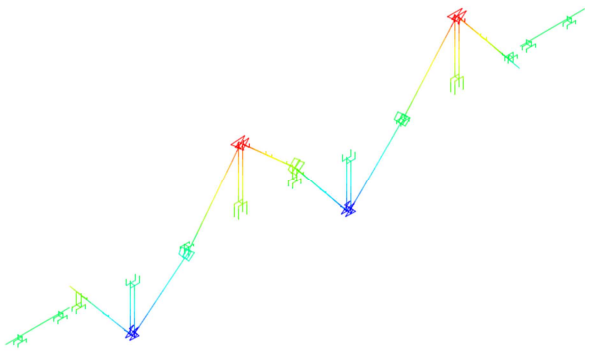
f=0,752 Hz



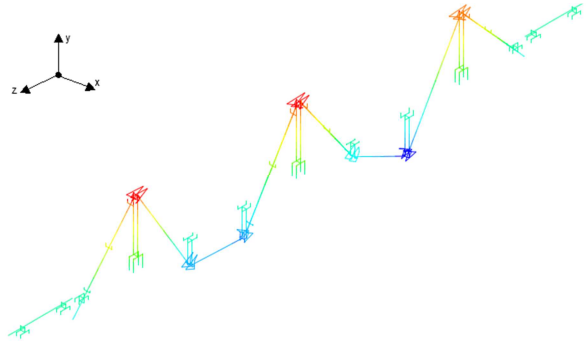
f=0,782 Hz



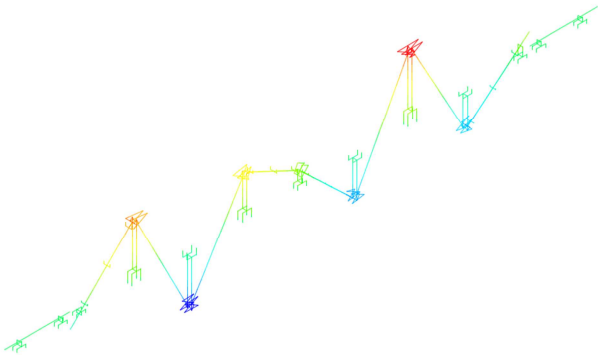
f=0,826 Hz



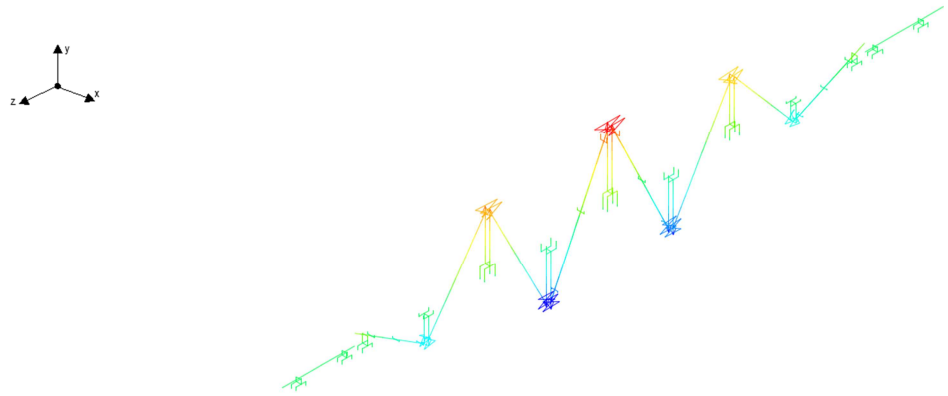
f=0,891 Hz



f=0,972 Hz



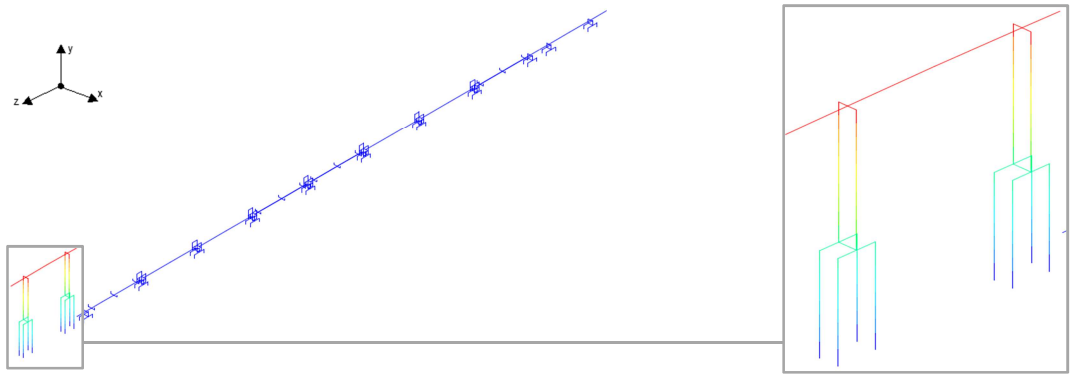
f=1,059 Hz



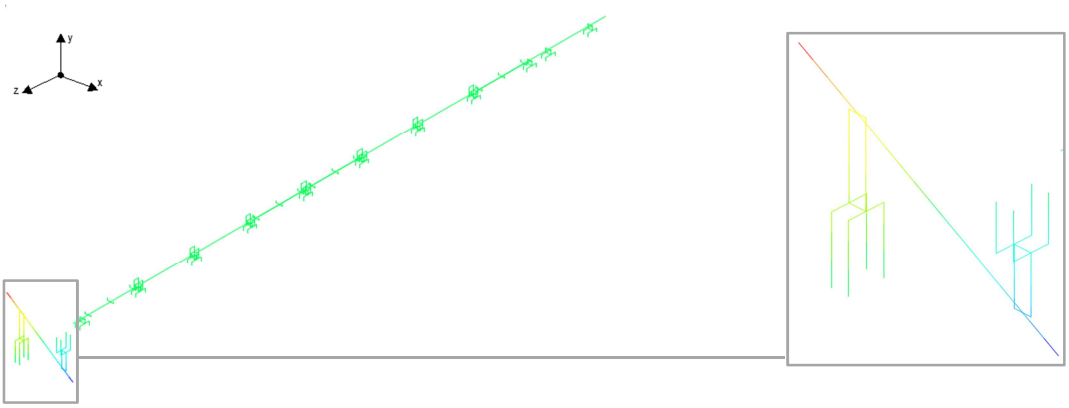
f=1,127 Hz

Figura 5.20 – Modos de vibração da parte articulada do comboio

Da mesma forma, foram reconhecidos modos correspondentes à vibração global das locomotivas, todavia, dada a simetria de cada comboio, na Figura 5.21 só se ilustram os modos referentes à locomotiva frontal.



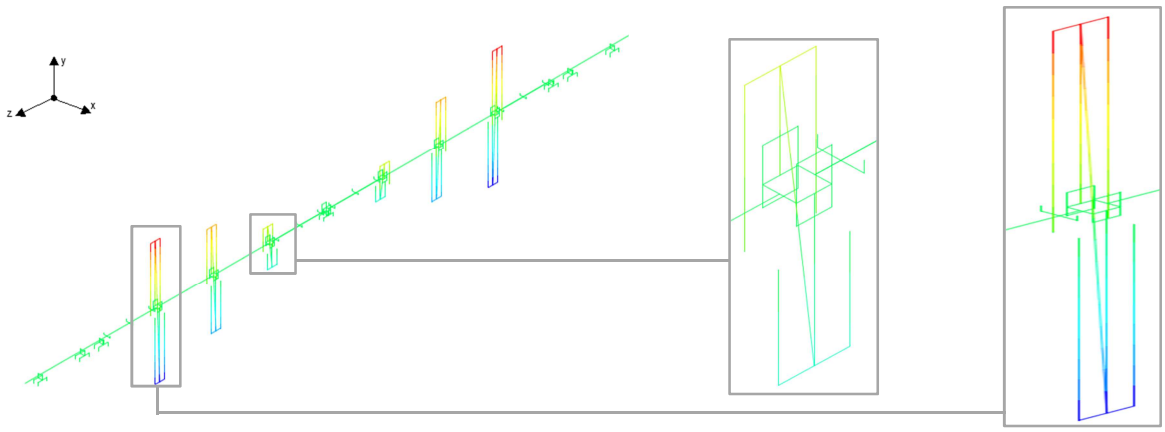
f=1,347 Hz



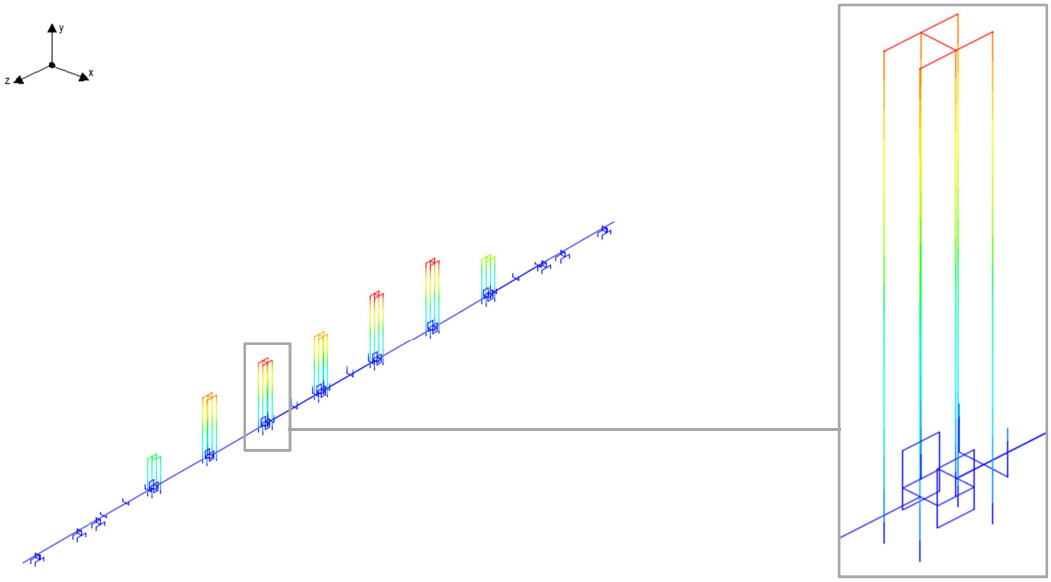
f=2,065 Hz

Figura 5.21 – Modos de vibração da locomotiva

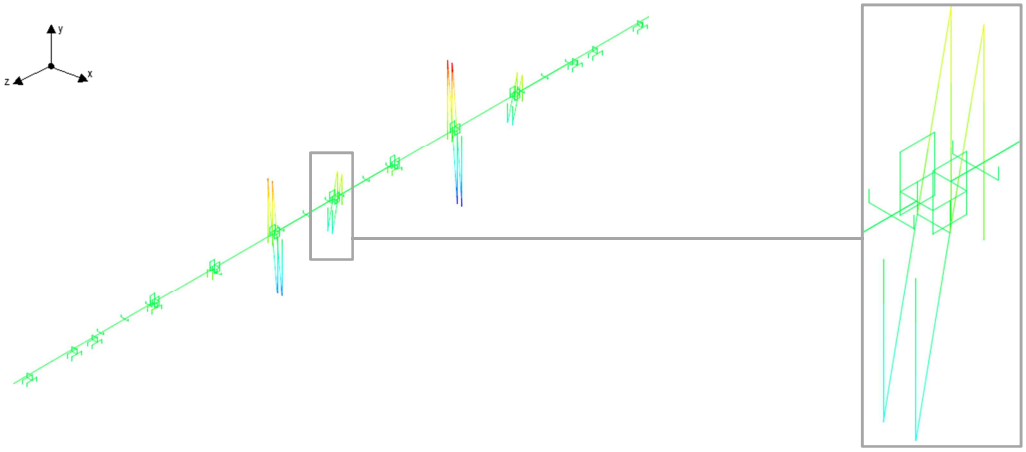
Na Figura 5.22 apresentam-se modos de vibração correspondentes a movimentos de corpo rígido dos bogies, nomeadamente movimentos de rotação em torno do eixo transversal (x), movimentos de translação vertical e movimentos de rotação em torno do eixo longitudinal (z). Devido à vasta diversidade de modos de vibração que simulam a movimentação dos bogies, e dada a similitude entre as frequências, optou-se por ilustrar, para a parte articulada do comboio, apenas três a título de exemplo.



f=5,936 Hz



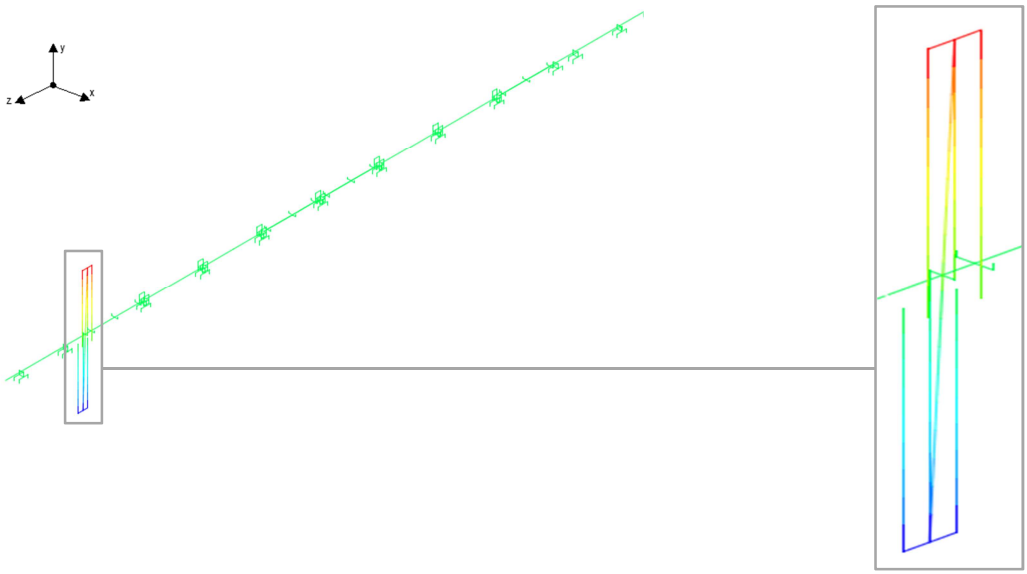
f=5,944 Hz



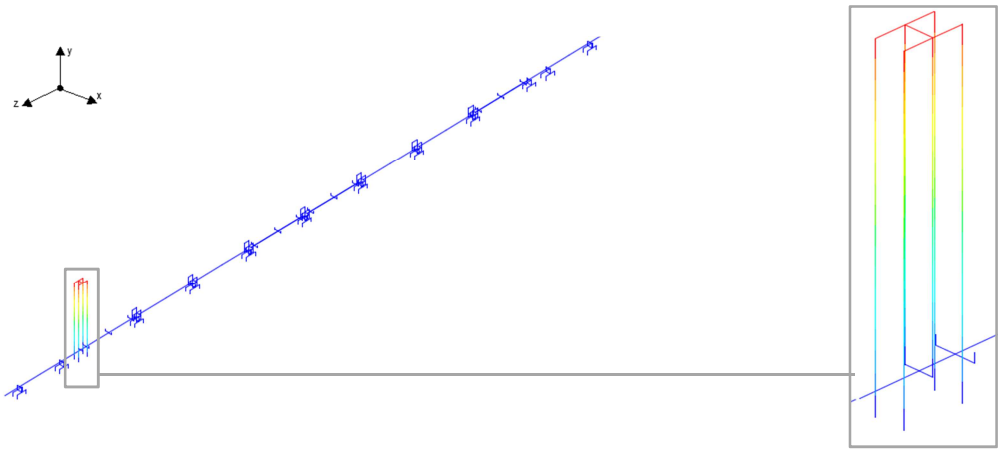
f=6,255 Hz

Figura 5.22 – Modos de vibração dos bogies da parte articulada do comboio

Por sua vez, a partir da Figura 5.23, da Figura 5.24 e da Figura 5.25, é possível observar alguns modos de vibração dos bogies da locomotiva frontal e da carruagem de transição frontal, visto que tal como mencionado anteriormente, as respetivas carruagens traseiras apresentam um comportamento análogo.

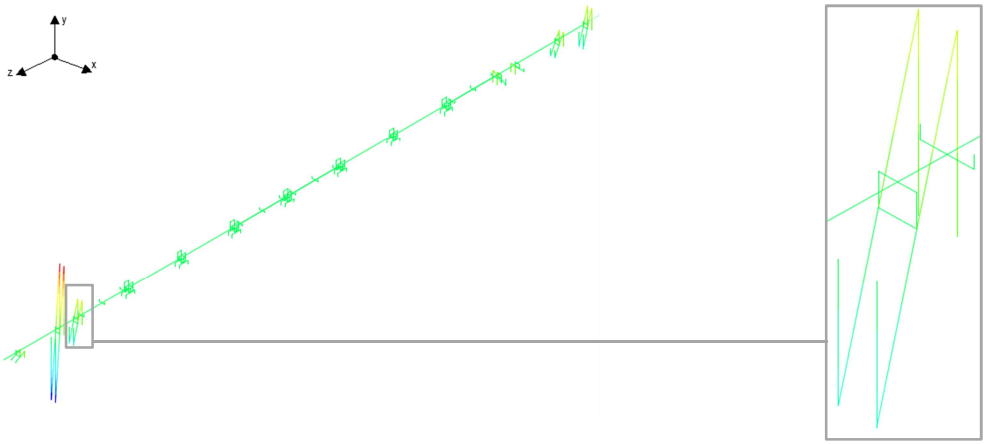


f=7,085 Hz



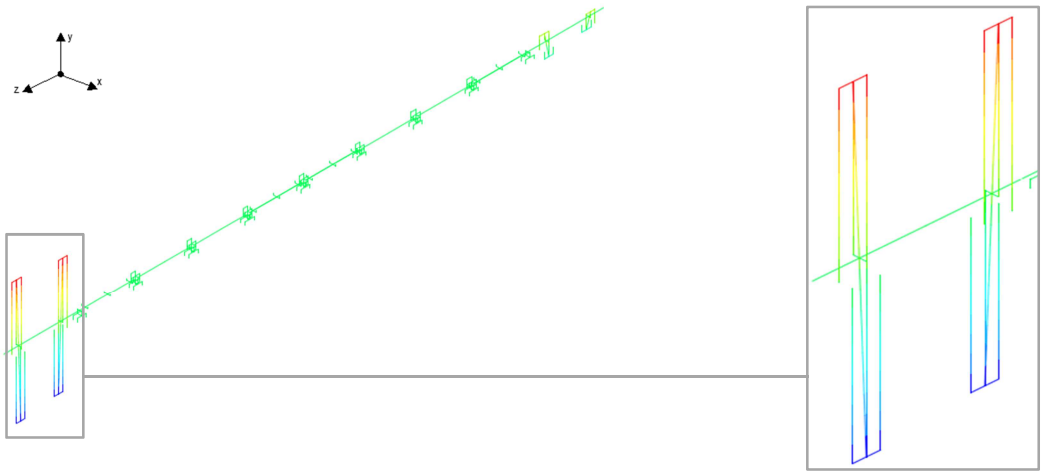
f=7,085 Hz

Figura 5.23 – Modos de vibração do bogie extremo da carruagem de transição

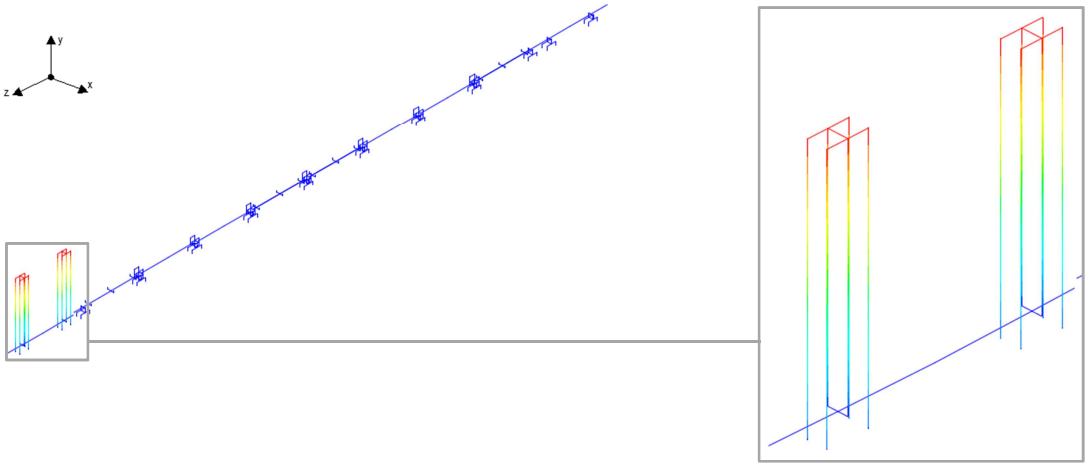


f=7,947 Hz

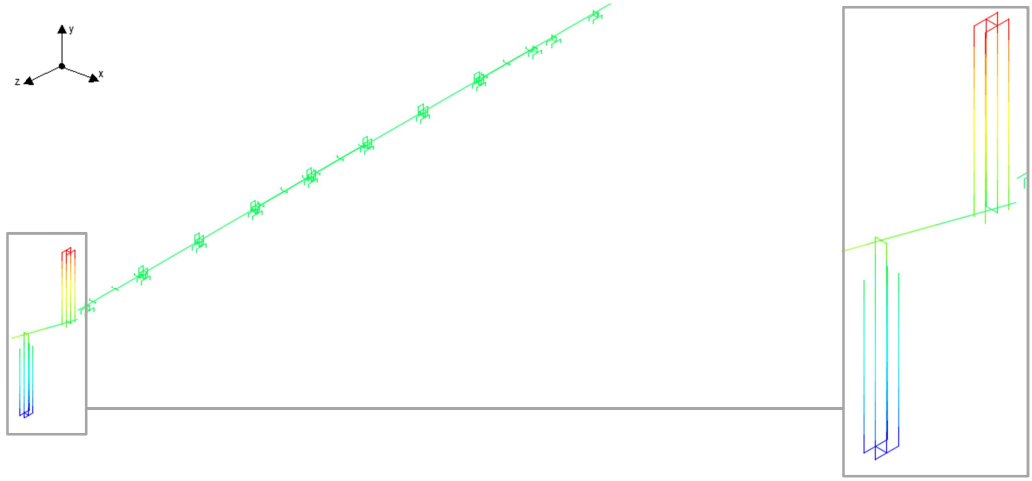
Figura 5.24 – Modo de vibração dos bogies da carruagem de transição e da locomotiva



f=9,201 Hz



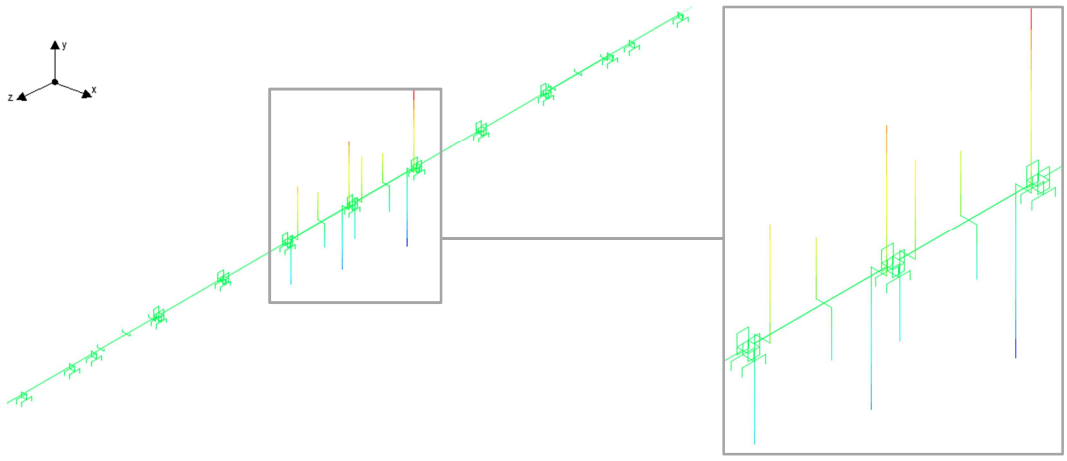
f=9,265 Hz



f=9,371 Hz

Figura 5.25 – Modos de vibração dos bogies da locomotiva

Em consequência da modelação dos 12 sistemas de assento/passageiro ao longo de cada comboio, identificaram-se inúmeros modos de vibração, com frequências semelhantes, que simulam a movimentação de diferentes passageiros, pelo que na Figura 5.26 apresenta-se apenas um modo de vibração como exemplo.



f=5,166 Hz

Figura 5.26 – Modo de vibração do sistema passageiro/assento nas carruagens articuladas centrais

5.4. MODELAÇÃO DO ALFA PENDULAR

Em adição ao modelo numérico do TGV, recorreu-se ao modelo numérico do Alfa Pendular desenvolvido por Ribeiro [33], com vista a analisar também a interação do comboio convencional português com o Flyover de Alverca. Assim sendo, de seguida descrevem-se de forma sucinta as diversas considerações tomadas pelo autor durante esta complexa modelação.

5.4.1. ASSINATURA DINÂMICA DO ALFA PENDULAR

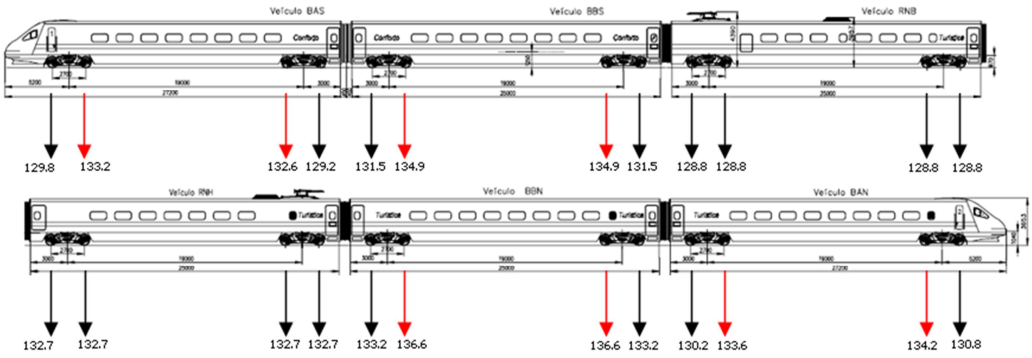
Atualmente, existem 10 unidades destes veículos ao serviço do operador público de transporte ferroviário em Portugal (CP), sendo que, cada Alfa Pendular caracteriza-se por agrupar seis veículos, de entre os quais quatro são motores (BAS, BBS, BBN e BAN) e dois são veículos reboque (RNB e RNH), como ilustrado na Figura 5.27.



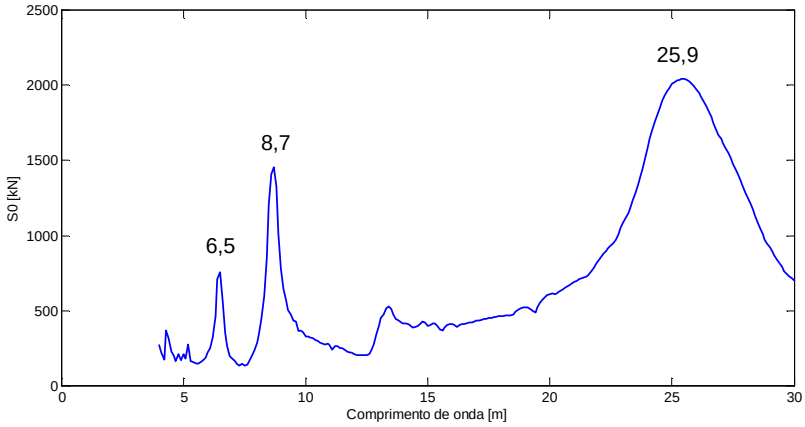
Figura 5.27 – Comboio Alfa Pendular com identificação das carruagens [33]

Este comboio, do tipo convencional, tem um comprimento total de 150 m, uma carga por eixo variável entre 128,8 kN e 138,4 kN e o seu esquema de cargas encontra-se representado na Figura 5.28 a).

Realça-se que os valores do esquema de cargas do Alfa Pendular também se encontram indicados no Quadro A1.1. do Anexo A1.1. Tal como o TGV, o Alfa pendular tem a sua própria "marca" dinâmica, ilustrada na Figura 5.28 b), para comprimentos de onda entre os 4 e os 30 m.



a)



b)

Figura 5.28 – Comboio Alfa Pendular: a) esquema de cargas, b) assinatura dinâmica

Os três picos que sobressaem na assinatura dinâmica correspondem a comprimentos de onda de 6,5 m, 8,7 m e 25,9 m. De facto, a título exemplificativo, denota-se que o valor 25,9 m está diretamente relacionado com a distância entre grupos de 4 eixos consecutivos, cada grupo contendo eixos pertencentes a bogies de veículos diferentes; por sua vez, o comprimento de onda de 6,5 m é alusivo ao distanciamento entre os bogies de veículos diferentes. Complementarmente, é visível que a gama de comprimentos de onda predominantemente excitável por comboios de tipologia convencional engloba valores entre os 24 m e 28 m.

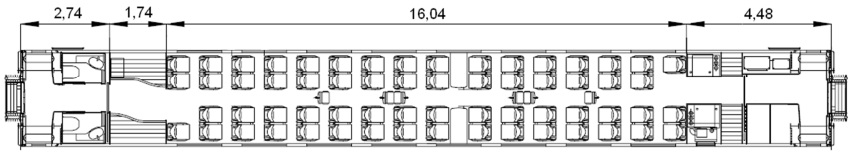
5.4.2. Modelação Numérica

Efetivamente, de entre os 6 veículos constituintes do Alfa Pendular procedeu-se à modelação apenas do veículo BBN e assumiu-se os restantes cinco veículos como réplicas deste, dado que a diferença de resultados não é expressiva e a poupança no tempo de modelação é bastante significativa.

O veículo de classe turística BBN apresenta uma área para acomodação de passageiros com 62 lugares distribuídos ao longo de quatro alinhamentos; adicionalmente, exibe uma zona de vestíbulos, acessível através de portas exteriores e de portas que interligam as carruagens, onde se situam armários de equipamento elétrico e ar condicionado, bem como, bagageiras e sanitários (Figura 5.29). De facto, o BBN desenrola-se ao longo de 25 m, em que 19 m correspondem à distância entre eixos de bogies, enquanto que entre eixos dos rodados apresentam um comprimento de 2,7 m.



a)



b)

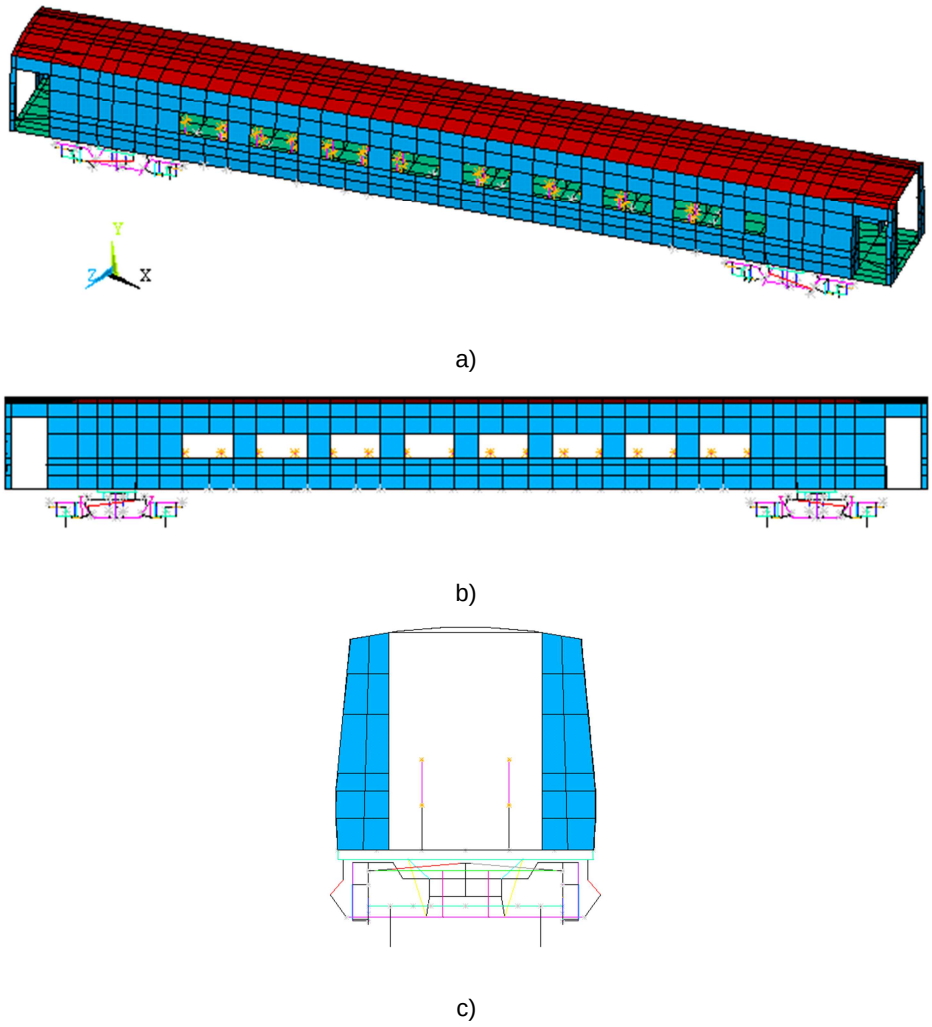
Figura 5.29 – Veículo BBN: a) alçado; b) planta interior [33]

Com efeito, a modelação do veículo caracterizado precedentemente executou-se segundo um modelo de elementos finitos tridimensional desenvolvido com o software ANSYS. Neste sentido, para modelar a caixa do veículo utilizaram-se elementos finitos de casca (SHELL63) enquanto que os bogies modelaram-se por intermédio de elementos finitos de viga (BEAM44), com exceção das suspensões, das bielas, dos amortecedores e do sistema de pendulação que foram modelados com recurso a elementos finitos mola-amortecedor (COMBIN14). Complementarmente, foi ainda modelado, de forma simplista, o sistema assento/passageiro através de um sistema massa-mola-amortecedor em correspondência com o interface entre a caixa e o conjunto que aglomera o assento e o passageiro. Quanto às massas dos equipamentos localizados no sub-leito da caixa e nos bogies foram modeladas através de elementos de massa (MASS21). No total, criaram-se 1902 nós e 10704 graus de liberdade em correspondência com os elementos resumidos no quadro seguinte.

Quadro 5.6 – Tipologia dos elementos finitos utilizados

Designação	Tipo de elemento	Número de elementos
SHELL63	Casca	1082
BEAM44	Viga	1029
COMBIN14	Mola e/ou amortecedor	148
MASS21	Massa pontual	-

Com o auxílio da Figura 5.30 ilustram-se uma perspetiva, um alçado e uma vista de topo do modelo numérico.



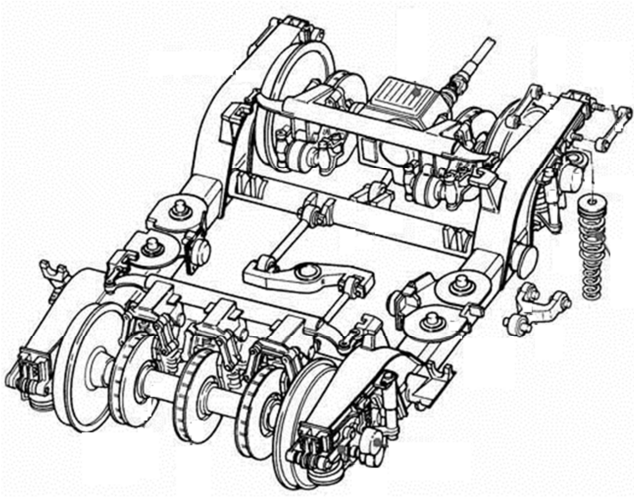
a)

b)

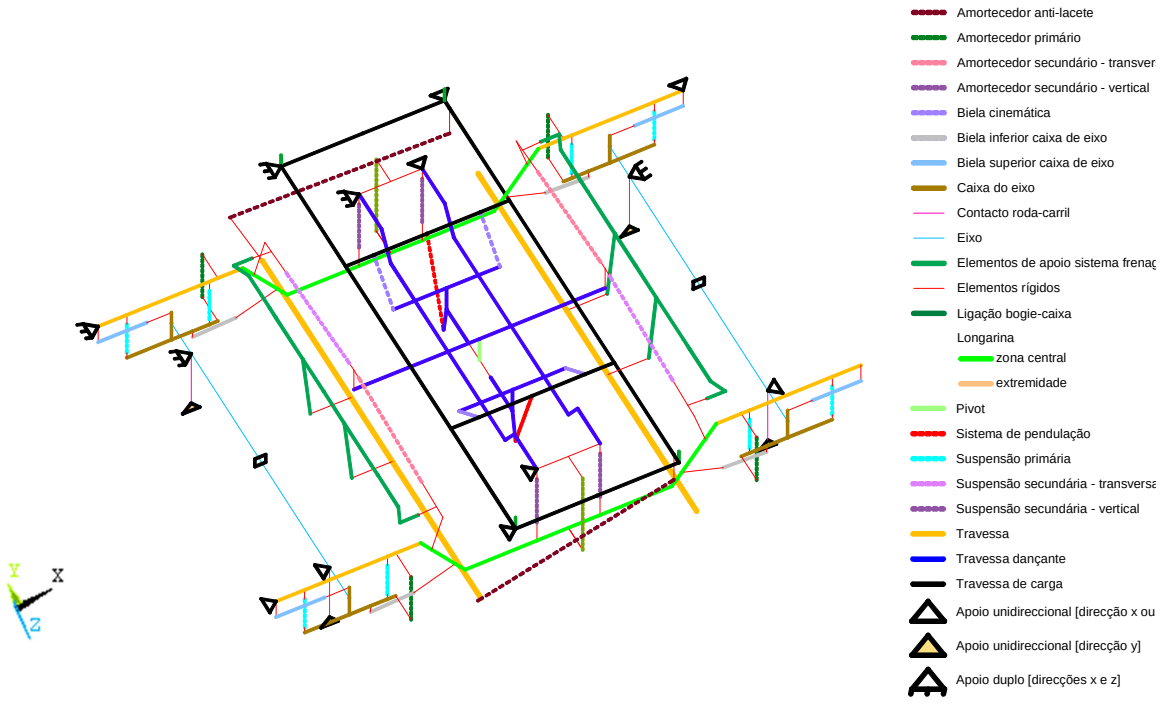
c)

Figura 5.30 – Modelo numérico do veículo BBN: a) perspetiva; b) alçado; c) vista de topo

Dada a importância do bogie e o cuidado com que todos os elementos foram representados durante a sua modelação, apresenta-se na Figura 5.31 um esquema ilustrativo de um bogie motor e o correspondente modelo numérico. As cores utilizadas juntamente com a respetiva legenda auxiliam na identificação dos diferentes componentes do bogie.



a)



b)

Figura 5.31 – Bogie: a) Esquema ilustrativa de um bogie; b) Modelo numérico do bogie [33]

É de destacar que no que toca ao sistema massa-mola-amortecedor representativo do assento/passageiro, com vista a determinar a rigidez e o amortecimento foi realizado um ensaio dinâmico do assento do veículo BBN que envolveu a colocação de dois acelerómetros, um na base do assento e outro na estrutura do mesmo, junto da ligação com a caixa do veículo. Como se ilustra na Figura 5.32, o acelerómetro empregado na base do assento apresenta uma forma circular e achatada, especialmente concebida para o interface passageiro-assento.

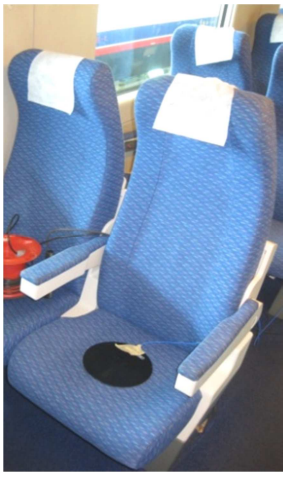


Figura 5.32 – Acelerómetro utilizado no ensaio dinâmico do assento [33]

Procedeu-se ao ensaio com um ocupante de massa equivalente a 80 kg. Por outro lado, a excitação do sistema foi garantida através de um grupo de indivíduos que de forma aleatória, temporal e espacialmente, saltaram sobre a caixa na zona do assento.

A estimativa das características dinâmicas por intermédio de uma função de resposta em termos de frequência, calculada com base nas respostas em acelerações medidas no assento e na sua base, conduziram a um ajuste que resultou numa rigidez igual a $84{,}3 \times 10^3$ N/m e a um amortecimento de 1658,6 Ns/m.

5.4.3. PROPRIEDADES DINÂMICAS DO COMBOIO

Os valores considerados para a distribuição de massas do veículo BBN, bem como os principais parâmetros geométricos e mecânicos do modelo numérico da caixa do veículo e do modelo numérico do bogie encontram-se estipulados nos quadros seguintes. É de realçar que as propriedades dinâmicas do veículo foram determinadas com base num conjunto de ensaios de vibração forçada.

Quadro 5.7 – Distribuição de Massas do veículo BBN [33]

Elemento	Componente		Massa (kg)
Caixa	Estrutura (base, paredes e cobertura)		6770
	Equipamento	bancos	1325
		sub-leito	7851
		outros	19694
Bogies (motor sem cabine)			16560 (2x8280)
Eixos e rodados	Motor		1884
	Livre		1538

Quadro 5.8 – Caracterização dos principais parâmetros do modelo numérico da caixa [33]

Rigidez da suspensão secundária vertical	bogie dianteiro (K_{s1})	256,4	kN/m
	bogie traseiro (K_{s2})		
Amortecimento da suspensão secundária vertical (c_s)		35	kN.s/m
Amortecimento da suspensão antilacete (c_{AL})		400	kN.s/m
Rigidez da biela de ligação travessa dançante - travessa de carga (K_b)		20000	kN/m
Densidade do alumínio (ρ_{alum})		2700	Kg/m^3
Módulo de deformabilidade da base, paredes e cobertura	dir x (E) (1)	70	GPa
	dir z (E) (1)	54,2	GPa
Fator corretivo do momento de inércia	Base (RMI_b)	90	-
	Paredes (RMI_p)	114	-
	Cobertura (RMI_c)	386	-
Massa adicional	Base (ΔM_b)	70	%
	Paredes (ΔM_p)	20	%
	Cobertura (ΔM_c)	10	%
Espessura equivalente	Base (e_{bas})	10,2	mm
	Paredes (e_{par})	10,3	mm
	Cobertura (e_{cob})	8,8	mm
Rigidez interface caixa-assento (K_{CA})		96	kN/m
Amortecimento interface caixa-assento (c_{CA})		250	N.s/m

(1) De acordo com o referencial da Figura 5.30

Quadro 5.9 – Caracterização dos principais parâmetros do modelo numérico do bogie [33]

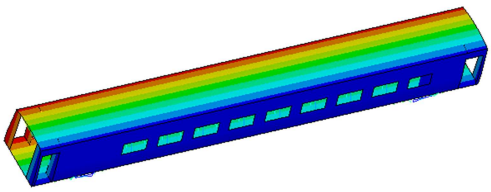
Rigidez da suspensão primária (K_P)		564	kN/m
Amortecimento da suspensão primária (c_p)		18	kN.s/m
Rigidez da biela da caixa de eixo	Superior (K_{bls})	6,5	MN/m
	Inferior (K_{bli})	25	MN/m
Rigidez da ligação roda-carril (K_{RC})		1,5674	x10^7 N/m
Massa adicional	Longarina (zona central) (ΔM_{lc})	42	Kg/m
	Longarina (extremidades) (ΔM_{le})	38	Kg/m
	Travessa (ΔM_t)	92	Kg/m
	Eixos (ΔM_e)	271	Kg/m

5.4.4. Análise Modal

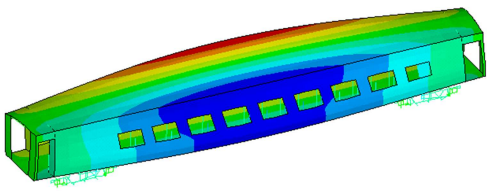
O modelo numérico em análise foi sujeito a uma calibração realizada essencialmente em duas etapas, a primeira baseou-se na calibração do modelo do bogie e a segunda incidiu na calibração do modelo do veículo completo. Com efeito, a metodologia de calibração dos modelos numéricos aglomerou uma análise de sensibilidade e de otimização, cuja descrição pode ser consultada na bibliografia [33].

Neste sentido, as frequências naturais amortecidas dos principais modos de vibração do veículo BBN, envolvendo movimentos da caixa e do bogie, expostas no Quadro 5.10, remetem aos valores encontrados após a calibração do modelo numérico.

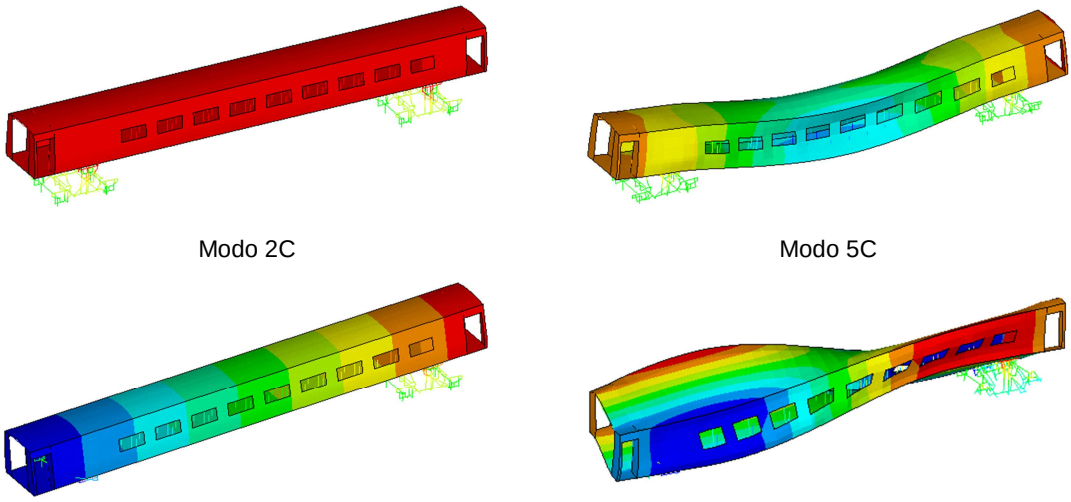
Através da Figura 5.33 são representadas as configurações modais alusivas à caixa, mais concretamente as relativas a modos de corpo rígido (1C, 2C e 3C) e a modos estruturais (4C, 5C e 6C). Enquanto as primeiras três refletem movimentos de translação e de rotação da caixa sobre as suspensões secundárias, os modos estruturais dizem respeito a movimentos de torção e de flexão da caixa.



Modo 1C



Modo 4C

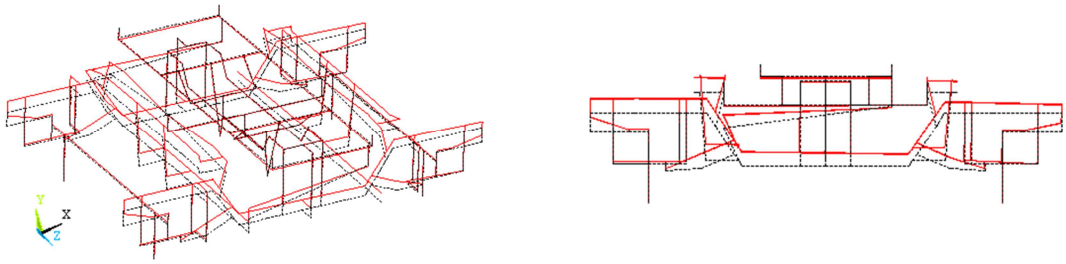


Modo 2C | Modo 5C

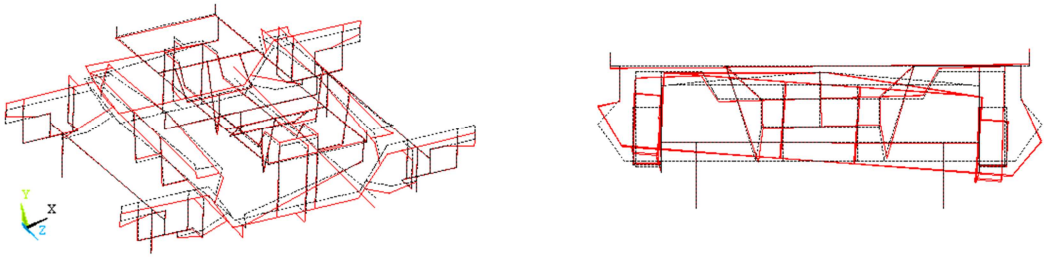
Modo 3C | Modo 6C

Figura 5.33 – Modos de vibração da caixa obtidos por via numérica

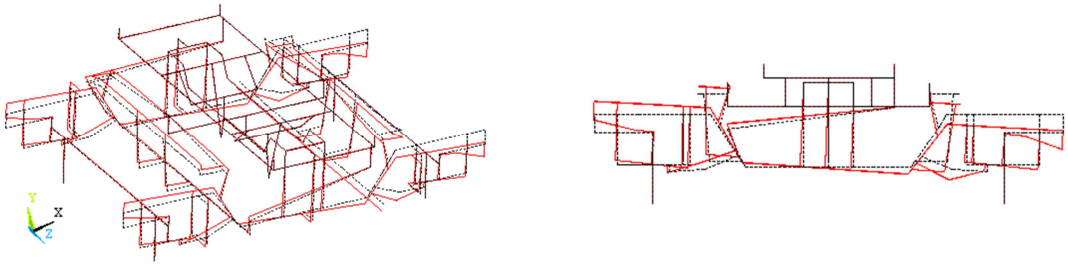
No caso específico dos bogies, visualizando a Figura 5.34 é possível identificar as suas configurações modais, em perspetiva e alçado. De facto, enquanto o modo 1B é referente ao movimento de translação vertical do bogie, os modos 2B e 3B advêm do movimento rotacional do bogie em torno dos eixos x e z, respetivamente.



Modo 1B



Modo 2B



Modo 3B

Figura 5.34 – Modos de vibração dos bogies alcançados por via numérica

Quadro 5.10 – Frequências naturais relativas aos modos da caixa e dos bogies obtidos após calibração do modelo numérico

Elemento	Modo	Natureza do modo de vibração		Frequência amortecida [Hz]
Caixa	1C	Corpo rígido	rotação (eixo x)	1,01
	2C		translação	1,24
	3C		rotação (eixo z)	1,70
	4C	Estrutural	1º torção	8,41
	5C		1º flexão	12,21
	6C		2º torção	17,40
Bogies	1B	Corpo rígido	translação	9,18 / 9,20
	2B		rotação (eixo x)	7,27 / 7,66
	3B		rotação (eixo z)	14,17 / 14,10

6
COMPORTAMENTO DINÂMICO DO VIADUTO DE ALVERCA

6.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objetivo primordial dar a conhecer as análises dinâmicas desenvolvidas para o Viaduto Flyover de Alverca quando sujeito à passagem de dois comboios distintos, o articulado TGV Duplo e o convencional Alfa Pendular.

Com efeito, começa-se por apresentar todo o processo inicial que resultou na definição das grandezas a extrair, na gama de velocidades, no número de modos de vibração a considerar, na escolha do incremento de tempo, bem como na análise modo a modo do amortecimento.

No que toca às análises dinâmicas foram abordadas duas metodologias, a de cargas móveis e a de interação ponte-comboio, já descritas de forma pormenorizada no capítulo 3. Neste sentido, como se evidencia ao longo do capítulo 6, uma das principais mais-valias deste trabalho prende-se com o facto de se poder aferir com mais rigor o nível de conforto dos passageiros, visto que são apresentadas as acelerações a que são sujeitos em diferentes lugares, de diferentes carruagens, para diferentes velocidades do comboio. Por outro lado, são exibidos os resultados obtidos para os tramos de 16,5 m e 21 m do viaduto, em termos de acelerações e deslocamentos verticais, confrontando-os com os valores regulamentares definidos nas normas europeias.

6.2. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS UTILIZADOS NO CÁLCULO DINÂMICO

Com vista a alcançar resultados próximos da realidade é indispensável definir uma série de parâmetros que intervêm de modo relevante na resposta dinâmica quer do comboio quer da ponte.

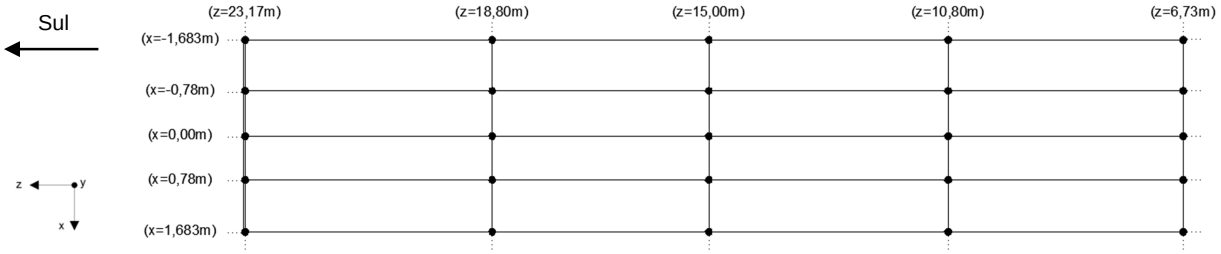
6.2.1. GRANDEZAS EXTRAÍDAS DA ANÁLISE DINÂMICA

Neste projeto foram desprezados os efeitos laterais por exigirem um estudo muito mais elaborado e complexo, extraindo-se assim das análises dinâmicas as seguintes grandezas:

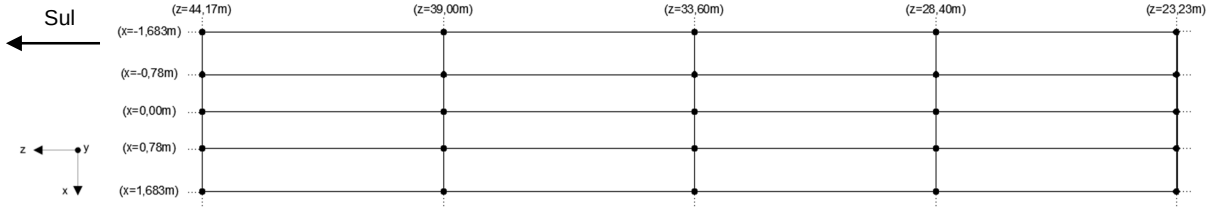
- Deslocamentos verticais ao longo das lajes superior e inferior dos tramos de 16,5 m e 21,0 m;
- Acelerações verticais ao longo das lajes superior e inferior dos tramos de 16,5 m e 21,0 m;
- Acelerações verticais no comboio, em nós respetivos aos passageiros e à base do assento.

6.2.1.1 Viaduto

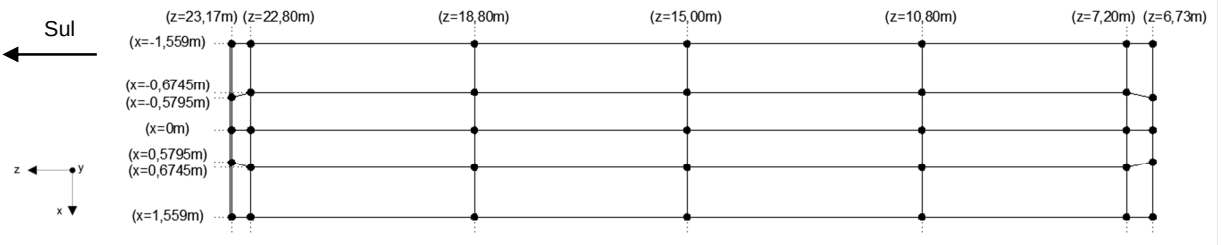
Relativamente ao Viaduto de Alverca optou-se por fazer o levantamento das respostas de vários pontos ao longo das lajes superior e inferior dos dois tramos em estudo (16,5 m e 21 m), com vista a coletar um conjunto de acelerações e deslocamentos que possibilitassem a realização de gráficos de superfície ilustrativos do comportamento dinâmico da estrutura. Neste sentido, escolheram-se os nós a indicar da malha de elementos finitos previamente definida, optando-se por pontos situados nas extremidades dos tramos e sensivelmente a ½ e ¼ de vão, quer longitudinal quer transversalmente. Na Figura 6.1 apresentam-se as plantas elucidativas da malha de pontos definida para cada tramo.



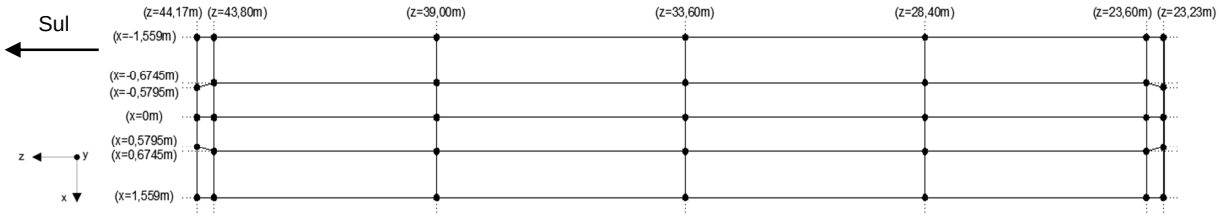
a) Laje superior do tramo de 16,5 m



b) Laje superior do tramo de 21 m



c) Laje inferior do tramo de 16,5 m



d) Laje inferior do tramo de 21 m

Figura 6.1 – Plantas com a indicação de pontos de controlo da resposta dinâmica

6.2.1.2 Comboios

Para o articulado TGV Duplo retiraram-se resultados em nós representativos dos passageiros e da carruagem, de modo a avaliar o conforto dos passageiros, assim como a influência da modelação do sistema de um grau de liberdade massa-mola-amortecedor.

Como foi mencionado na secção 5.3, o TGV Duplo resulta do acoplamento de dois comboios iguais, cada um com dez carruagens, nomeadamente duas locomotivas, duas carruagens de transição e seis carruagens de passageiros. Através da Figura 6.2 é possível visualizar um esquema tipo de um dos comboios, onde se enfatizam as carruagens em que foram analisadas as respostas dinâmicas. Com efeito, não foi realizada uma análise das locomotivas, uma vez que este trabalho tem como prioridade aferir o conforto dos passageiros e estas carruagens são modeladas de forma independente. Foi estudado, assim, o comportamento dinâmico das carruagens de transição inicial (R1(i)) e final (R1(f)), de cada comboio, assim como das duas carruagens articuladas centrais (R4 e R5). Por outro lado, na Figura 6.3 evidenciam-se os locais, dentro de cada carruagem, onde foram retirados resultados. Efetivamente, retiraram-se acelerações em três posições longitudinais de cada carruagem, sendo que para cada uma destas localizações foram estudadas acelerações em dois pontos, um em correspondência com a massa do passageiro, designado por passageiro, e outro ponto exatamente com as mesmas coordenadas longitudinais e transversais, mas que se encontra na base do sistema massa-mola-amortecedor, denominado base do assento. Neste sentido, nomeou-se por 1ºL o passageiro situado no início da carruagem, por 2ºL o passageiro central e, por 3ºL aquele no final da carruagem, em coerência com o sentido do comboio. Seguindo o mesmo raciocínio, atribuíram-se as abreviaturas 1ºC, 2ºC e 3ºC para os valores retirados na base do assento situado no início, meio e fim da carruagem, respetivamente. É de notar que foram avaliados os dois comboios, sendo designado de 1º comboio aquele que entra primeiramente na ponte. Para além disso, só serão apresentadas as acelerações de um dos lados do comboio, visto que estes são completamente simétricos, tal como a ponte, e, por conseguinte, os resultados são coincidentes.

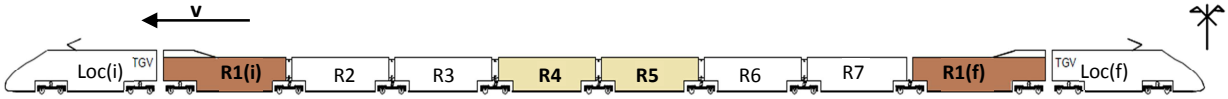


Figura 6.2 – Esquema elucidativo da simbologia utilizada em cada um dos dois comboios que constituem o TGV Duplo

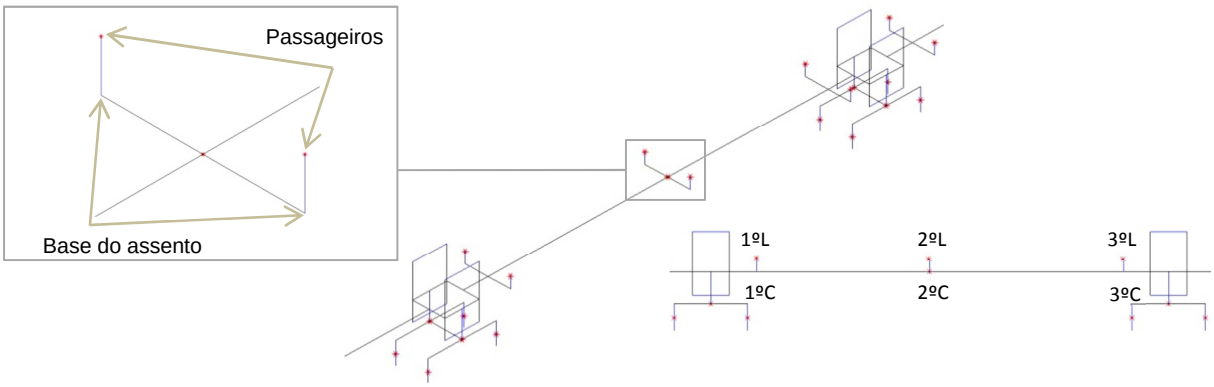


Figura 6.3 – Esquema que ilustra a posição dos passageiros no TGV

Relativamente ao comboio convencional Alfa Pendular foram avaliadas as respostas sentidas pelos passageiros em quatro lugares de quatro carruagens distintas. Como podemos visualizar na Figura 6.4, selecionaram-se como sendo mais interessantes a primeira carruagem (Bloco 1), a última (Bloco 6), a terceira (Bloco 3) e a quinta (Bloco 5), numeradas sempre de acordo com a ordem de entrada no viaduto de Alverca. No interior de cada uma destas carruagens escolheram-se dois lugares centrais (8º L e 9º L), um no início (1º L) e outro no fim (16º L) (Figura 6.5).



Figura 6.4 - Esquema elucidativo da simbologia utilizada em cada carruagem do Alfa Pendular

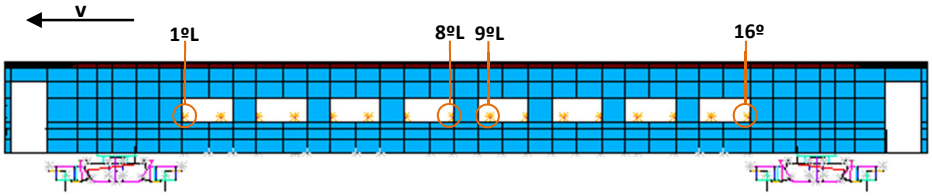


Figura 6.5 - Esquema que ilustra a posição dos passageiros no comboio Alfa Pendular

6.2.2. GAMA DE VELOCIDADES

Como explicitado na secção 2.2.2.3, a norma EN1991-2 [15] prevê uma análise dinâmica que compreenda velocidades entre os 40 m/s (≈145 km/h) e um valor 20% superior à velocidade máxima considerada para a via ferroviária em estudo. Com efeito, optou-se por definir como limite máximo os 380 km/h, de modo a visualizar os picos de ressonância provocados pela passagem do TGV. Neste sentido, elegeu-se um intervalo que contempla velocidades entre os 140 km/h e os 460 km/h, com um incremento de 5 km/h entre velocidades sucessivas.

6.2.3. IRREGULARIDADES

No contexto de utilização da metodologia com interação ponte-comboio, a consideração das irregularidades da via é um fator de grande importância, na medida em que permite uma maior aproximação da realidade, em relação às análises dinâmicas com cargas móveis.

De facto, como foi explicado na secção 3.2.2, as irregularidades podem assumir várias tipologias, desde trapezoidais a geradas por um espetro de potência. Neste caso foram utilizadas irregularidades reais fornecidas pela REFER. Efetivamente, as irregularidades facultadas resultam da medição de 25 cm em 25 cm e apresentam comprimentos de onda entre 3 m e 70 m, separados entre alinhamentos esquerdo e direito. Para introduzir estes parâmetros no TBI (*Train-Bridge Interaction*) foi necessário verificar o ponto quilométrico respeitante ao início do viaduto no lado norte, destacando-se que as irregularidades foram incluídas também na zona de aterro e no tramo adjacente ao de 21,0 m. Por outro lado, uma vez que o que realmente importa é a diferença relativa entre irregularidades e não o seu valor absoluto, atribuiu-se tanto à posição inicial, como à irregularidade correspondente, o valor zero, salvaguardando assim que a entrada do comboio no início do perfil não fosse realizada de forma abrupta.

Na Figura 6.6 são ilustrados os perfis de irregularidades para o alinhamento esquerdo e direito em função da sua localização ao longo dos troços do viaduto em estudo.

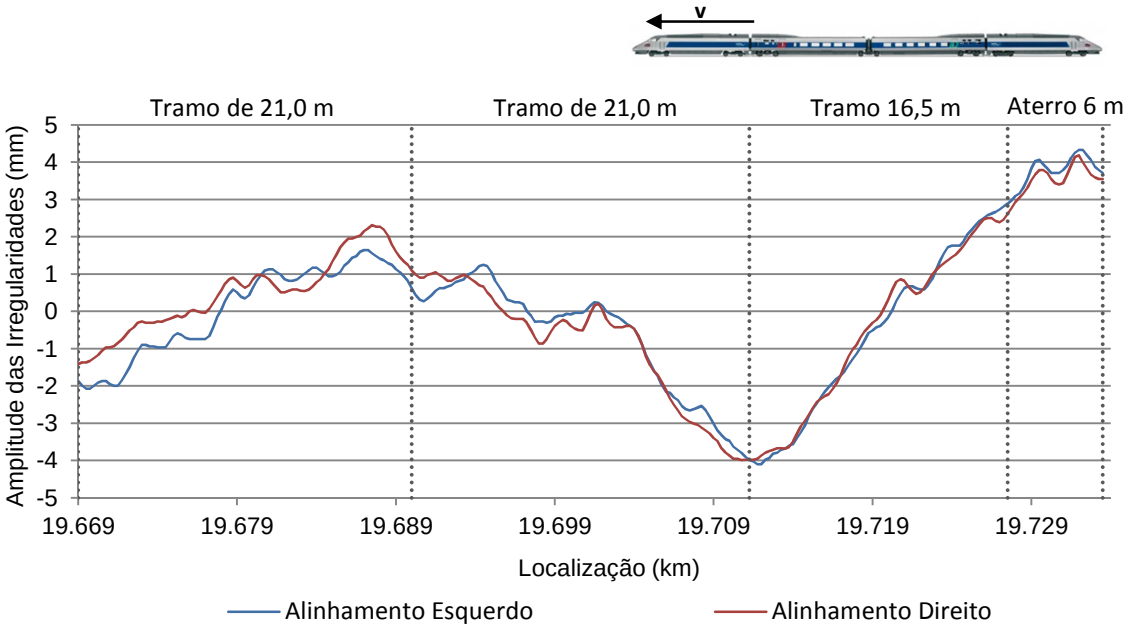


Figura 6.6 – Perfis das irregularidades da via ao longo dos tramos do viaduto de Alverca em estudo

É de salientar que atualmente estão a ser desenvolvidas campanhas pela REFER de modo a obter irregularidades com comprimentos de onda inferiores a 3 m. Estes dados serão de importância significativa em análises dinâmicas envolvendo frequências até 60 Hz. Na verdade, comprimentos de onda superiores a 3 m não intervêm em frequências muito acima dos 30 Hz. Tal afirmação é fácil de ser comprovada considerando a seguinte expressão:

$$\mathrm{f} = \frac{v}{\lambda} \tag{6.1}$$

em que a frequência de solicitação resulta do quociente entre a velocidade v a que circula o comboio e o comprimento de onda das irregularidades λ.

O Quadro 6.1 analisa a frequência para algumas velocidades dentro do intervalo estipulado para este trabalho. De facto, constata-se que para a velocidade máxima de 460 km/h a frequência registada para um comprimento de onda de 3 m é de 42,59 Hz, pelo que nunca serão alcançadas frequências superiores com as irregularidades atualmente disponíveis. Simultaneamente observa-se que para a mesma velocidade, mas com um comprimento de onda inferior de 0,5 m, já se atingem frequências na ordem dos 256 Hz, daí a relevância de possuir irregularidades com comprimentos de onda reduzidos. Resumidamente, a frequência aumenta à medida que a velocidade aumenta e o comprimento de onda diminui.

Quadro 6.1 – Frequências de solicitação para um determinado comprimento de onda e velocidade

V (km/h)	v (m/s)	λ_1 (m)	f_1 (Hz)	λ_2 (m)	f_2 (Hz)
140	38,89	3	12,96	0,5	77,78
250	69,44	3	23,15	0,5	138,89
350	97,22	3	32,41	0,5	194,44
460	127,78	3	42,59	0,5	255,56

6.2.4. INCREMENTO DE TEMPO

Fixar um incremento de tempo (Δt) adequado durante as análises dinâmicas é importante para assegurar o rigor dos resultados obtidos, visto que o método de Newmark é utilizado tanto no cálculo com cargas móveis como no de interação ponte-comboio. Com efeito, na secção 3.2.1.3 são mencionadas três equações passíveis de definir este parâmetro, sendo que os seus valores se encontram explicitados no Quadro 6.2, para uma velocidade máxima de 460 km/h (127,8 m/s) e um comprimento (L) de 16,5 m.

Quadro 6.2 – Incrementos de tempo recomendados

Frequência limite ($f_{lim.}$)	30	Hz
Número de modos	33	-
(3.13) $\Delta t = \frac{1}{8 f_{max}}$	4,2	ms
(3.14) $\Delta t = \frac{L}{4 n v_{max}}$	1,0	ms
(3.15) $\Delta t = \frac{1}{20 f_{max}}$	1,7	ms

Com efeito, analisando unicamente os resultados expostos no Quadro 6.2, constata-se que o incremento de tempo mais limitativo corresponde a 1,0 ms. Todavia, numa análise com interação não importa ter em conta unicamente as frequências máximas na ponte, mas também as frequências do comboio e as induzidas pelas irregularidades da via. Como apresentado no capítulo 5, tanto o TGV como o Alfa Pendular apresentam frequências reduzidas, pelo que o incremento de tempo não será condicionado por estas. Quanto às irregularidades da via é necessário uma atenção especial, visto que, dependendo da velocidade e do comprimento de onda, podem ser solicitadas frequências que impliquem um incremento de tempo mais apertado. Neste sentido, considerando a velocidade máxima ($v_{máx}$) a que circula o veículo ferroviário e o menor comprimento de onda (λ) das irregularidades, calculou-se a frequência (f) de solicitação e posteriormente o período respetivo (T). Sabendo o período correspondente a um ciclo, e considerando que 20 pontos são suficientes para que a excitação fique adequadamente definida, encontrou-se o incremento de tempo (Quadro 6.3).

Quadro 6.3 – Incremento de tempo segundo as irregularidades da via

$V_{máx}$	460	km/h
$v_{máx}$	127,8	m/s
λ_{min}	3,0	m
f	42,6	Hz
T	23,5	ms
Δt	1,2	ms

Efetivamente, o resultado obtido para o incremento de tempo tendo em conta as irregularidades da via é de 1,2 ms revelando-se ligeiramente menos limitativo que o calculado inicialmente. Assim sendo, optou-se por realizar todas as análises dinâmicas, quer para cargas móveis quer para interação ponte-comboio, com um incremento de tempo de 1 ms.

6.2.5. AMORTECIMENTO

De entre os vários parâmetros importantes numa análise dinâmica podem-se destacar com maior relevância a massa, a rigidez e o amortecimento. Se os dois primeiros foram abordados e estudados durante a otimização do modelo do Viaduto de Alverca, o mesmo não aconteceu com o amortecimento, cujo papel é fulcral no que toca a situações de ressonância.

Durante a secção 2.2.2.3 definiu-se que o amortecimento é influenciado pela tipologia e pelo vão da estrutura, sendo que, de acordo com a norma e o Quadro 2.4, para uma ponte em betão pré-esforçado o valor de ξ é dado pela seguinte expressão:

$$\xi = \begin{cases} 1{,}0 + 0{,}07(20 - L); & L < 20m \\ 1{,}0 \quad ; & L \geq 20m \end{cases} \tag{6.2}$$

Recordando os vãos dos dois tramos em estudo, 16,5 m e 21,0 m, optou-se por selecionar o menor valor de amortecimento de modo a que a segurança não seja descurada. Neste sentido, para o tramo de 21,0 m obtém-se um amortecimento regulamentar de 1% para a estrutura em foco. Todavia, realça-se que para além de uma análise de interação ponte-comboio utilizou-se ainda a metodologia de cargas móveis, situação em que, por ausência da modelação do veículo ferroviário, não se consideram a massa nem as suspensões do mesmo, grandezas que contribuem para o amortecimento estrutural. Assim sendo, como explicado no capítulo 2, durante as análises com cargas móveis deve-se considerar um acréscimo de amortecimento ($\Delta\xi$) calculado de acordo com a equação (2.15), sendo que o comprimento do vão adotado neste caso foi o de 21,0 m. Neste sentido, com um acréscimo de amortecimento igual a 0,22 %, o amortecimento total, a considerar em análises sem interação, resulta do somatório entre o amortecimento estrutural e o amortecimento adicional (equação (2.16)) e assume o valor de 1,22 %.

Destaca-se que a metodologia apresentada relativamente ao amortecimento adicional foi desenvolvida abrangendo apenas modos globais da estrutura, não existindo uma garantia de que as vibrações resultantes dos modos locais sejam adequadamente amortecidas. Com efeito, esta abordagem por parte

da norma de considerar o valor de amortecimento constante para qualquer frequência afasta-se da realidade, incitando o aparecimento de erros relevantes em estruturas cujos modos locais são importantes para a resposta dinâmica. Na verdade, a cada modo de vibração está associado um coeficiente de amortecimento diferente, consoante a configuração modal ocorre com maior ou menor dissipação de energia, facto que também torna difícil a sua correta definição.

Com vista a alcançar uma abordagem o mais fidedigna possível, efetuou-se um pequeno estudo que reflete a variação da aceleração máxima para um modo de ordem n identificado numericamente até aos 60 Hz (86 modos), confrontando diferentes cenários de amortecimento. Neste sentido, tendo por base uma metodologia de cargas móveis, foram realizadas análises dinâmicas para o tramo de 21,0 m aquando da passagem do Alfa Pendular a uma velocidade de 185 km/h, considerando um incremento de tempo de 1ms. Relativamente aos modos de vibração globais e locais, identificados experimentalmente nos ensaios de vibração ambiental do viaduto de Alverca, foram estimados os valores de amortecimento já apresentados no capítulo 4, no Quadro 4.7 e no Quadro 4.8.

Este estudo desenvolveu-se para dois nós, um na secção a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m e outro no encontro entre a laje superior e a viga em U, aglomerando três cenários distintos:

- A: consideração apenas do amortecimento regulamentar;
- B: conjugação entre o amortecimento regulamentar e o amortecimento para os modos identificados experimentalmente;
- C: conjugação entre o amortecimento regulamentar, o amortecimento para os modos identificados experimentalmente e a alteração do amortecimento em modos locais relevantes para a resposta dinâmica da estrutura.

De seguida são apresentados gráficos ilustrativos dos resultados obtidos durante este processo de análise da influência do amortecimento no viaduto Flyover de Alverca.

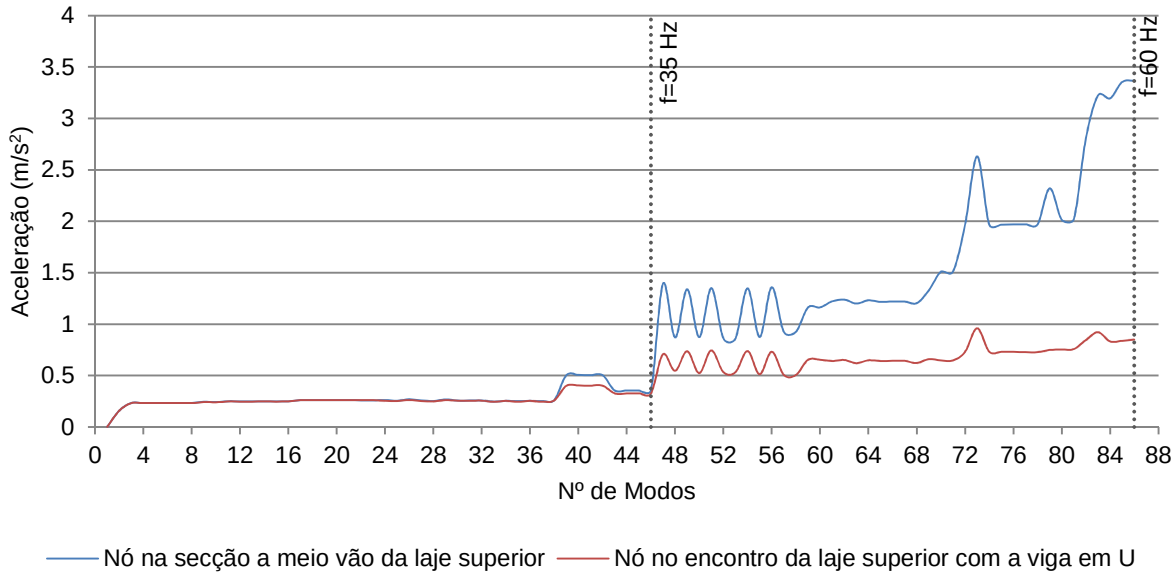


Figura 6.7 - Influência do número de modos na aceleração, para o cenário B de amortecimento, em dois nós distintos do tramo de 21,0m

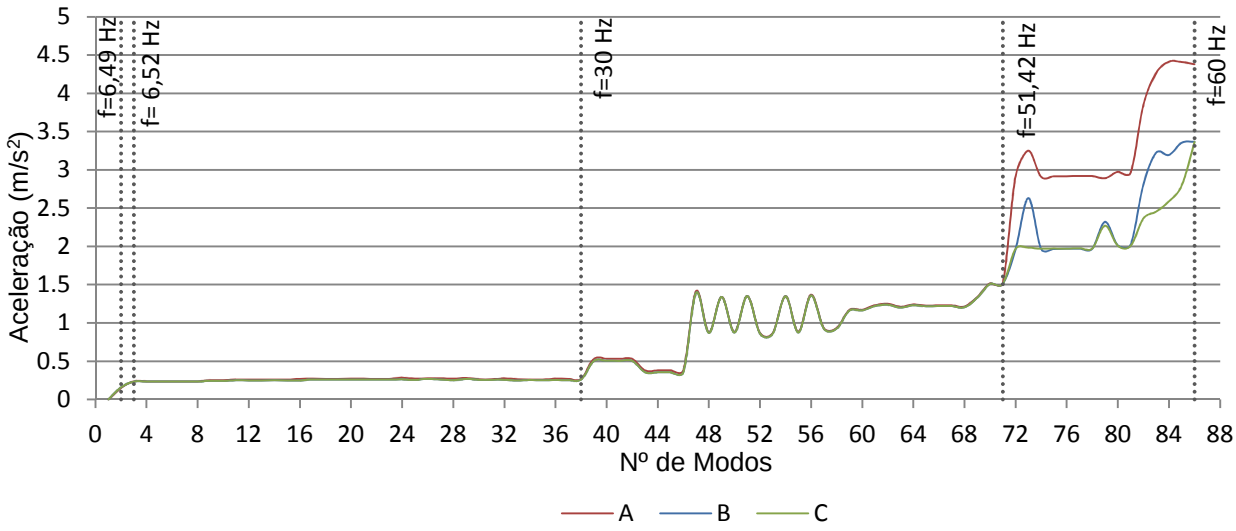


Figura 6.8 – Influência do amortecimento na aceleração num nó situado a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m

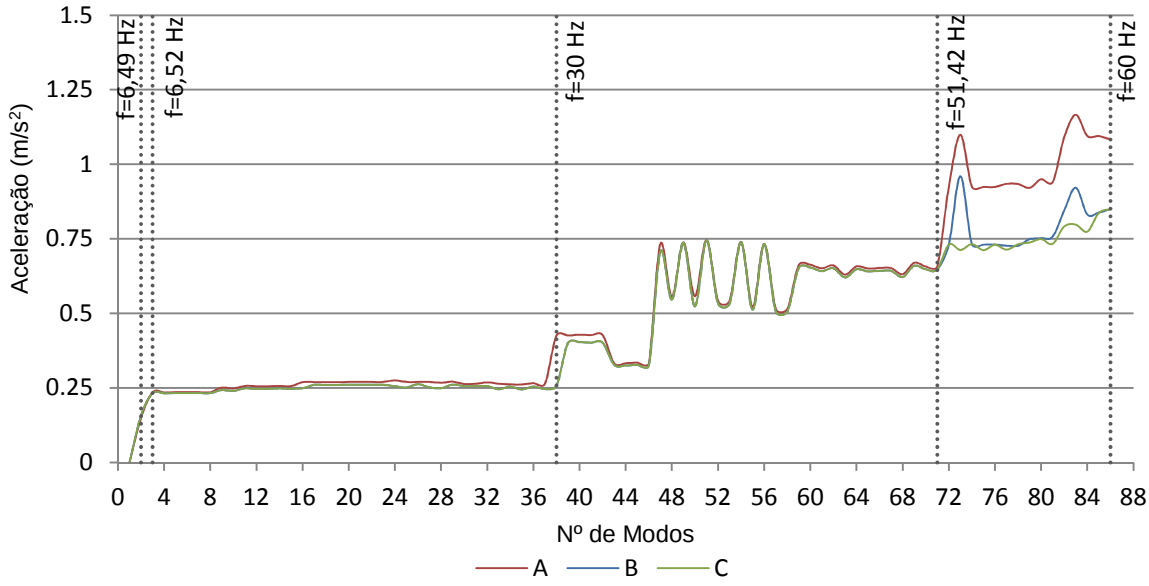


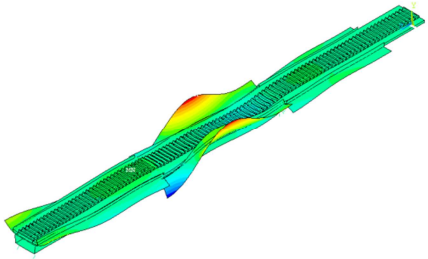
Figura 6.9 - Influência do amortecimento na aceleração num nó do encontro entre a laje superior e a viga em U para o tramo de 21,0m

Observando a Figura 6.7 constata-se que a partir dos 35 Hz (46 modos) existe uma diferença significativa entre os dois nós em foco, sendo que, como seria expectável, o nó situado no centro da laje superior possui acelerações máximas significativamente mais elevadas que o nó do encontro. Complementarmente, analisando a Figura 6.8 e a Figura 6.9 depreende-se que os modos 1G (6,52 Hz) e 2G (6,49 Hz), característicos do tramo em questão, influenciam de forma determinante as acelerações para uma gama de frequências até cerca de 30 Hz (38 modos). No que respeita aos modos de vibração entre os 30 Hz e os 60 Hz verifica-se um incremento de resposta, sendo que é após o modo 71 (51,42 Hz) que as diferenças entre os vários cenários de amortecimento se começam a sentir, o que significa que é a partir desta gama de frequências que os fenómenos locais têm maior influência

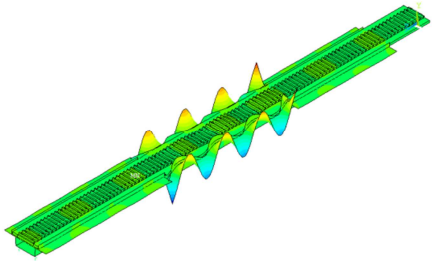
na resposta dinâmica. É de destacar que as acelerações máximas são superiores no cenário A, em que se consideram coeficientes de amortecimento regulamentares, o que era previsível dado o amortecimento experimental ser superior ao definido regulamentarmente.

Neste sentido, numa tentativa de representar mais fielmente os coeficientes de amortecimento que não foram identificados experimentalmente e que estão dentro deste intervalo de frequências mais críticas, decidiu-se estabelecer analogias entre formas modais, isto é, para um modo de vibração que não se conhecia o coeficiente de amortecimento atribuiu-se um valor identificado para uma configuração modal experimental semelhante.

Assim sendo, identificaram-se essencialmente modos de vibração locais na consola e na laje, ilustrados a título exemplificativo na Figura 6.10 e na Figura 6.11.

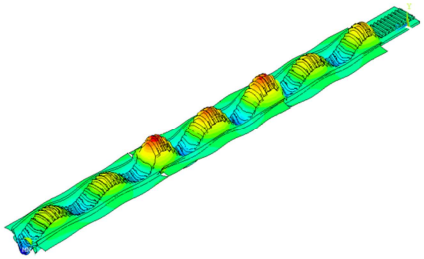


a) Identificado experimentalmente (1L)

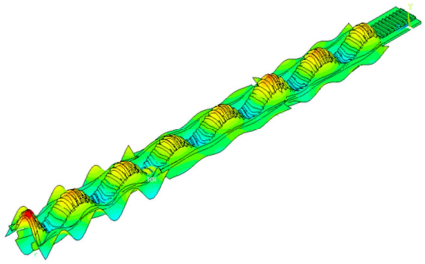


b) Numérico sem caracterização experimental

Figura 6.10 – Modos de vibração locais da consola



a) Identificado experimentalmente (3L)



b) Numérico sem caracterização experimental

Figura 6.11 – Modos de vibração locais da laje superior

Com efeito, para modos entre os 51 Hz e os 60 Hz identificados como modos locais de consola atribuiu-se um coeficiente de amortecimento de 2%, enquanto que para modos locais da laje superior conferiu-se um valor de 3%. Estes valores de amortecimento definiram-se tendo por base os amortecimentos experimentais indicados no Quadro 4.8 para os modos 1L e 3L, respetivamente. No final resultou o gráfico da Figura 6.12, elucidativo do amortecimento atribuído a cada modo, em função da conjugação entre o amortecimento regulamentar, o amortecimento experimental, e o definido para modos locais relevantes na resposta dinâmica da estrutura (cenário C).

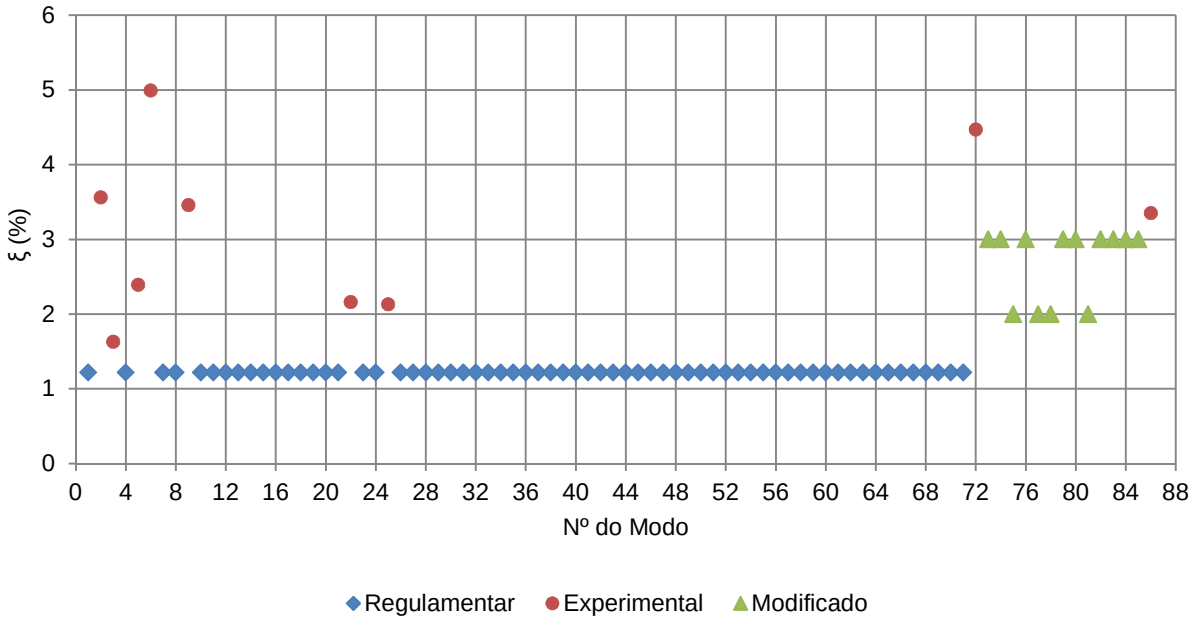


Figura 6.12 – Coeficientes de Amortecimento atribuídos em função do número do modo

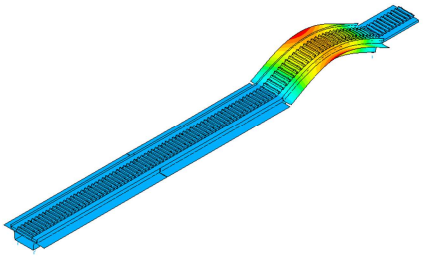
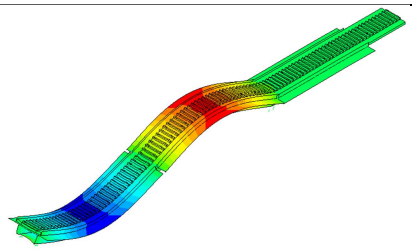
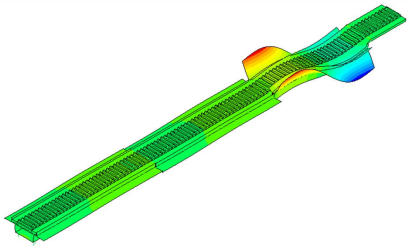
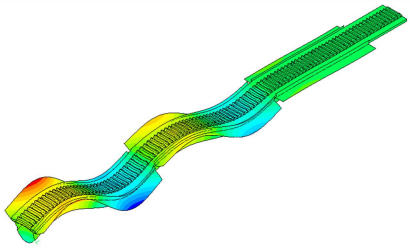
Efetivamente, examinando o cenário C da Figura 6.8 e da Figura 6.9 é percetível que a modificação do coeficiente de amortecimento de determinados modos locais suavizou a evolução da aceleração máxima entre os 71 e 86 modos. Tomando como base esta análise de sensibilidade, atribuiu-se este conjunto de coeficientes de amortecimento aos dois tramos em análise, para a passagem dos dois comboios, o TGV Duplo e o Alfa Pendular.

6.2.6. Influência do número de modos de vibração na análise do viaduto

Como foi indicado na secção 2.3.2, a frequência limite de análise estipulada na norma EN1990-A2 [16] para avaliar as acelerações verticais dos elementos estruturais, deve corresponder ao máximo de entre três requisitos: i) frequências até 30Hz, ii) valor correspondente a 1,5 vezes o frequência do modo fundamental da estrutura e iii) frequência do terceiro modo de vibração.

De acordo com a análise modal do modelo otimizado do viaduto de Alverca, as condições anteriormente referidas assumem os valores assinalados no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 – Frequências limite especificadas na norma

Frequência [Hz]	Vão de 16,5 m	Vão de 21,0 m
i)	30	30
ii) - (1ºmodo)		
	1,5 x 9,57 = 14,36	1,5 x 6,52 = 9,78
iii) - (3ºmodo)		
	22,64	18,23

Examinando os resultados obtidos rapidamente se depreende que o limite condicionante é o primeiro e que, portanto, se devem efetuar análises dinâmicas com frequências até 30Hz. É de realçar que estes critérios foram desenvolvidos de acordo com estudos realizados para pontes simplesmente apoiadas, o que explica os limites ii) e iii), diretamente ligados com o facto de neste tipo de estruturas as primeiras frequências controlarem a resposta dinâmica. Neste sentido, o desenvolvimento de estruturas mais complexas conduz a que a definição da frequência determinante no comportamento dinâmico seja de difícil abordagem.

Como também já foi mencionado no capítulo 2, os estudos dirigidos por Baeßler e Zacher conduziram a recomendações que complementam a legislação atual e onde a frequência limite resulta do mínimo entre i) 60 Hz e ii) a frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfico. Na realidade, a sugestão destas alterações ainda se encontra em avaliação, não sendo clara a definição da condição ii).

Neste sentido, optou-se por estudar a influência de uma análise dinâmica realizada para frequências até aos 60 Hz, quando comparada com uma considerando apenas 30 Hz. De forma simplificada, optou-se por realizar este estudo de sensibilidade apenas para a circulação do TGV Duplo através de uma análise de cargas móveis com um incremento de tempo de 1 ms, para um nó central da laje superior de cada tramo. Como é possível visualizar na Figura 6.13, Figura 6.14, Figura 6.15 e Figura 6.16, os resultados obtidos foram traduzidos em acelerações máximas absolutas e deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade.

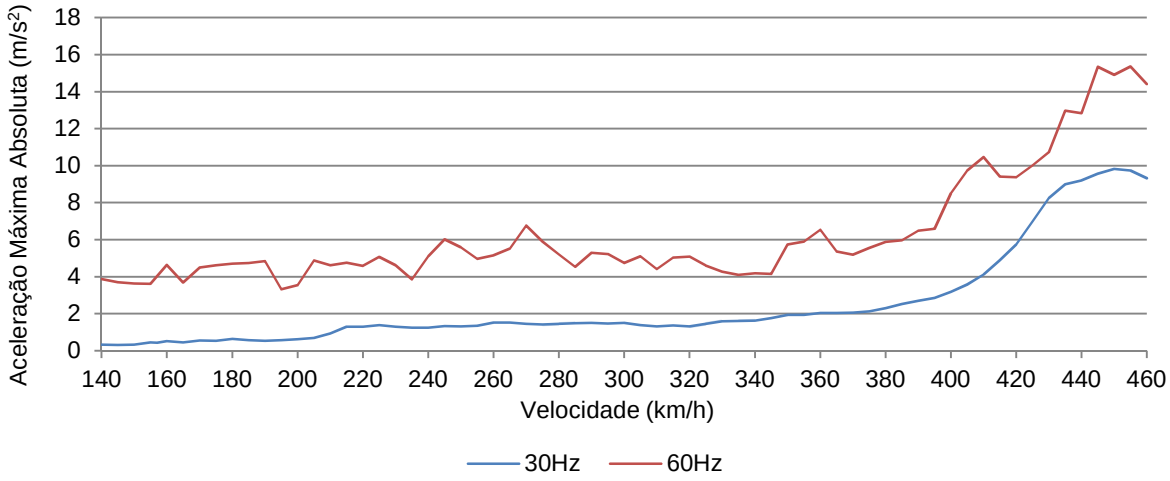


Figura 6.13 – Acelerações máximas absolutas a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m, à passagem do TGV Duplo (f_{lim} de 30 Hz e 60 Hz)

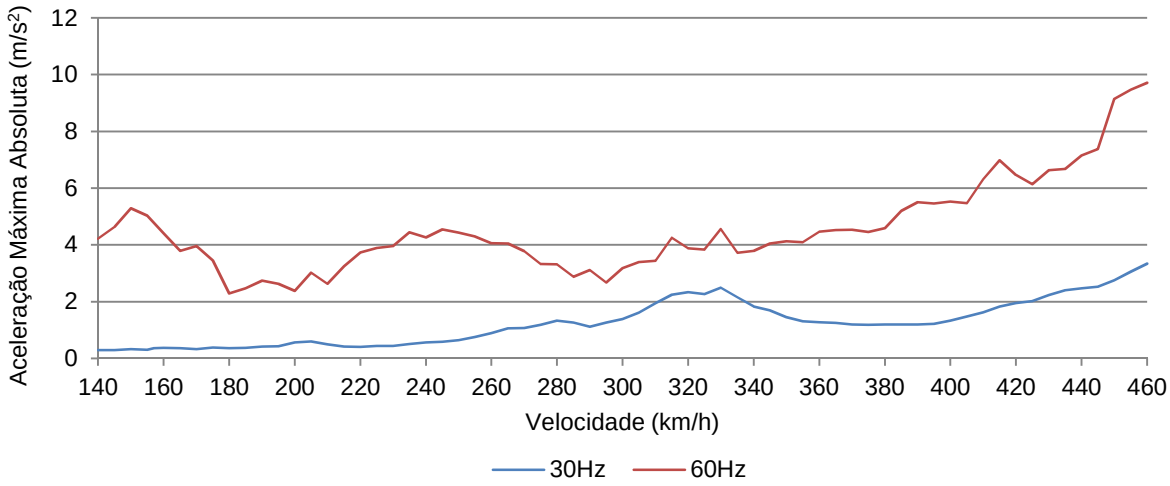


Figura 6.14 – Acelerações máximas absolutas a meio vão da laje superior do tramo de 16,5 m, à passagem do TGV Duplo (f_{lim} de 30 Hz e 60 Hz)

Visualizando a Figura 6.13 e a Figura 6.14 é percetível que as acelerações máximas sofrem um incremento acentuado quando se consideram frequências até 60 Hz.

Em contrapartida, observando a Figura 6.15 e a Figura 6.16 em termos de deslocamentos máximos absolutos a situação não se repete, constatando-se que com uma análise com frequências limite equivalentes a 60 Hz obtêm-se resultados praticamente coincidentes com os alcançados quando se opera com frequências até 30 Hz.

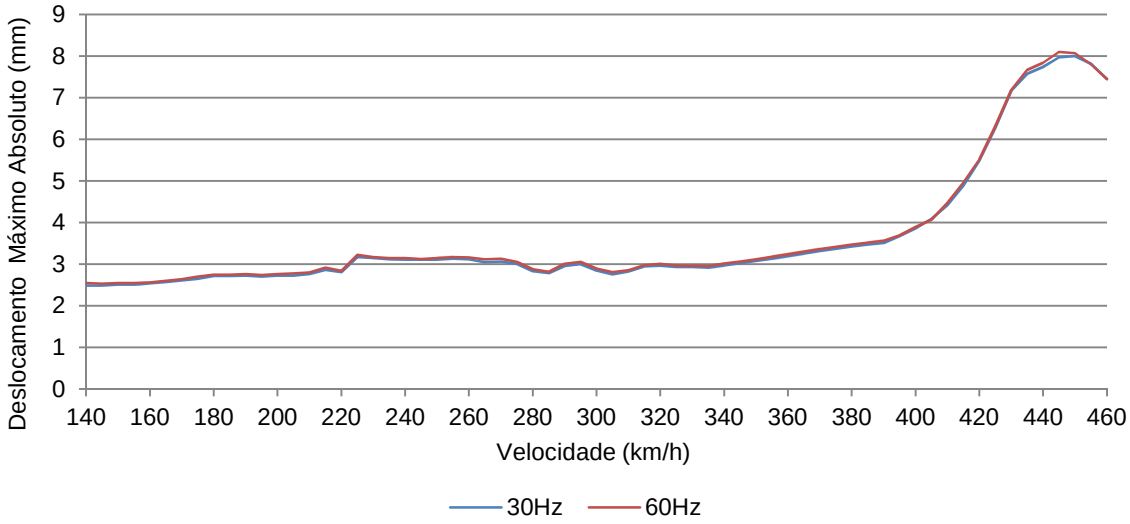


Figura 6.15 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m, à passagem do TGV Duplo (f_{lim} de 30 Hz e 60 Hz)

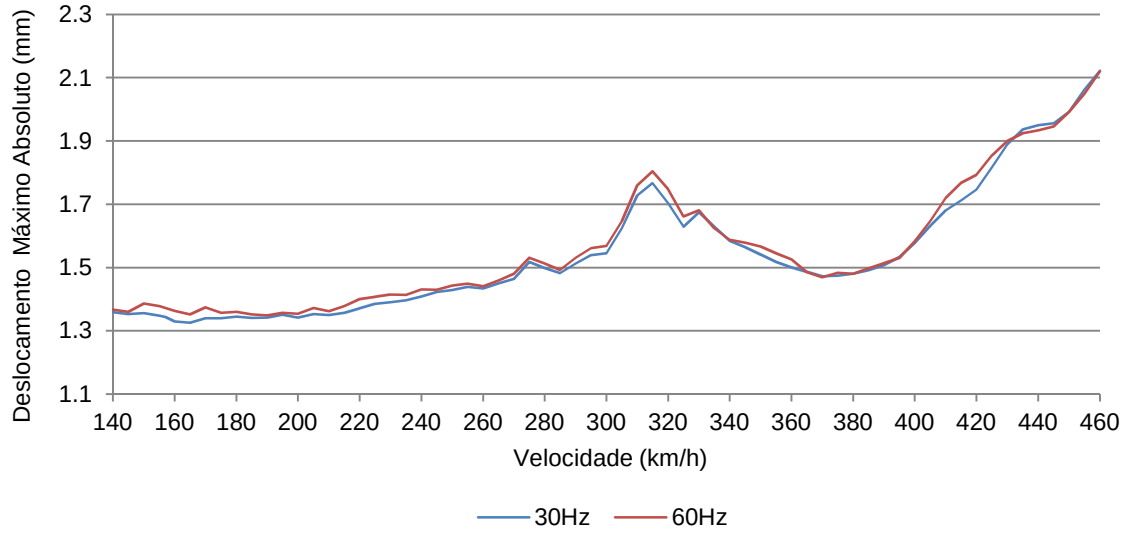


Figura 6.16 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão da laje superior do tramo de 16,5 m, à passagem do TGV Duplo (f_{lim} de 30 Hz e 60 Hz)

Apesar de se comprovar que em termos de acelerações máximas a consideração de frequências até aos 60 Hz tem influência nos resultados do comportamento do viaduto de Alverca, optou-se por realizar todas as análises dinâmicas, quer para cargas móveis, quer considerando a interação ponte-comboio, com uma frequência limite de 30 Hz. Tal decisão resultou do facto de as irregularidades da via disponíveis atualmente apresentarem um comprimento de onda mínimo de 3m, pelo que, como explicado na secção 6.2.3, praticamente não são abrangidas frequências superiores a 30 Hz.

6.3. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO DE ALVERCA À PASSAGEM DO TGV DUPLO

O objetivo primordial deste trabalho envolve a realização de análises dinâmicas com interação entre a ponte e o comboio e posterior confronto com os resultados obtidos com o método de cargas móveis, sem descurar as verificações regulamentares. De facto, as duas metodologias para avaliar o comportamento dinâmico foram desenvolvidas com o recurso ao TBI, programa de cálculo explicado na secção 3.3. Salienta-se que todas as análises indicadas e avaliadas de seguida foram realizadas tendo por base os parâmetros apresentados e definidos nas secções anteriores deste capítulo.

6.3.1. COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISES COM CARGAS MÓVEIS E INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

A comparação entre análises com e sem interação ponte-comboio foi realizada para o tramo de 16,5 m e para o tramo de 21 m em nós centrais, a nível transversal e longitudinal, da laje superior e da laje inferior. Através da Figura 6.17 e da Figura 6.18 visualizam-se as acelerações máximas absolutas em função da velocidade, enquanto na Figura 6.19 e na Figura 6.20 confrontam-se resultados em termos de deslocamentos máximos absolutos por velocidade de circulação do TGV.

Efetivamente, em termos gerais, constata-se que o valor das acelerações é menor com interação do que com cargas móveis nas velocidades correspondentes a picos ressonantes, enquanto para as outras velocidades as acelerações aproximam-se ou podem até com interação ser ligeiramente superiores às obtidas com cargas móveis.

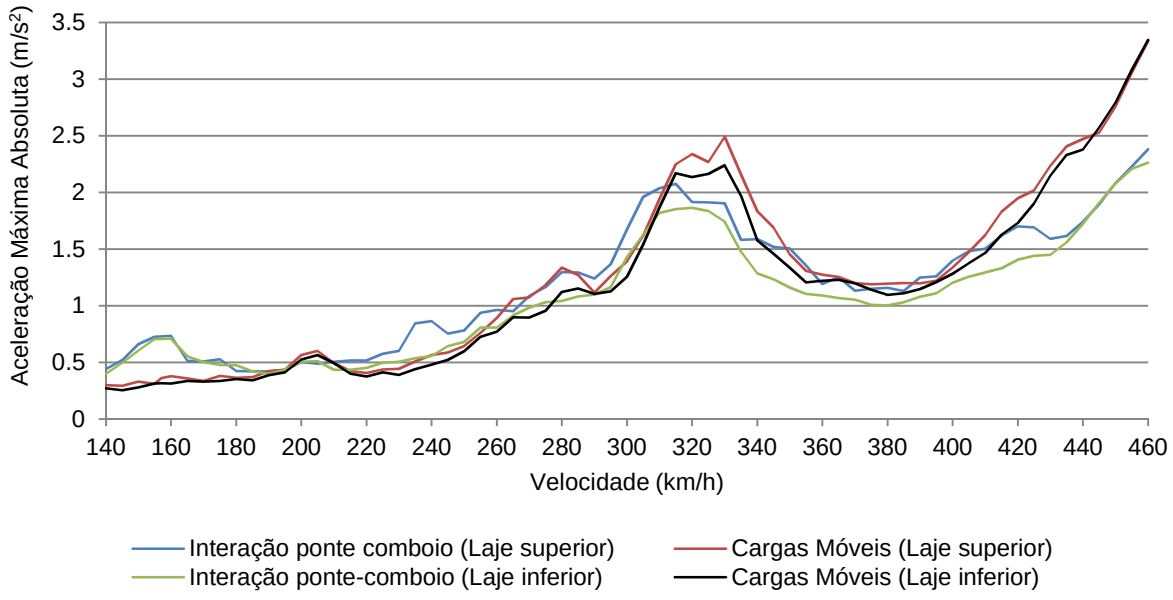


Figura 6.17 – Acelerações máximas absolutas a meio vão do tramo de 16,5 m considerando análises com e sem interação ponte-comboio

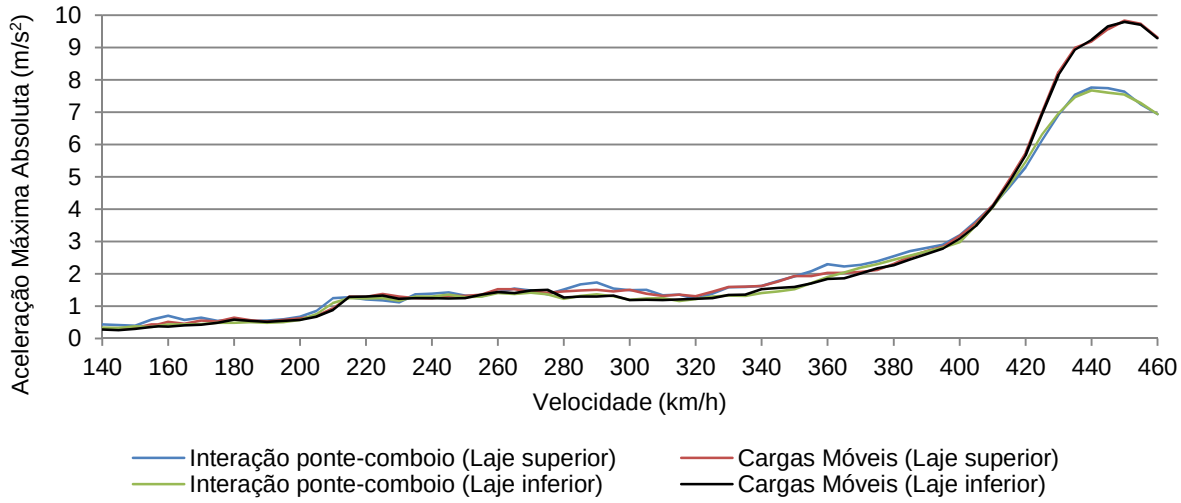


Figura 6.18 – Acelerações máximas absolutas a meio vão do tramo de 21,0 m considerando análises com e sem interação ponte-comboio

Tanto na Figura 6.17 como na Figura 6.18, observa-se que os resultados atingidos para as lajes superior e inferior são muito similares, sobretudo no tramo de 21,0 m, sendo que a laje inferior apresenta sempre acelerações ligeiramente menores. Tal evidência justifica-se facilmente com o facto de a laje inferior estar mais afastada do foco da ação, acabando por sofrer menos com as solicitações resultantes da passagem do comboio. Por outro lado, os resultados entre uma laje e outra desenrolam-se de forma tão similar porque a laje inferior acaba por acompanhar o movimento global da estrutura.

Relativamente aos efeitos de ressonância é de especial destaque o facto de nas análises com interação, em ambos os tramos, os picos ressonantes surgirem ligeiramente mais cedo. Assim sendo, com cargas móveis, no tramo de 16,5 m, existe ressonância sensivelmente aos 330 km/h, tanto para a laje superior como para a laje inferior. Todavia com interação ponte-comboio este fenómeno ocorre para uma velocidade de 315 km/h para a laje superior e para 320 km/h para a laje inferior. Com efeito, observando o andamento do gráfico da Figura 6.17 fica-se com a sensação que um novo pico está iminente, e que o pico ilustrado por volta dos 300 km/h não é a principal ressonância do tramo. Neste sentido, efetuou-se uma estimativa das primeiras duas velocidades ressonantes do tramo de 16,5 m de acordo com a equação (2.11), considerando o modo de vibração fundamental deste tramo (f) e o espaçamento entre bogies do TGV (D). Os valores obtidos encontram-se indicados no Quadro 6.5 e demonstram que realmente o segundo pico ressonante ocorre por volta dos 300 km/h, aproximando-se dos resultados alcançados nas análises dinâmicas, sendo que o principal fenómeno de ressonância neste tramo só teria lugar para uma velocidade de quase 650 km/h.

Quadro 6.5 – Estimativa de velocidades ressonantes para o tramo de 16,5 m à passagem do TGV Duplo

f	9,57	Hz
D	18,7	m
$v_{res}(i=1)$	644	km/h
$v_{res}(i=2)$	322	km/h

Quanto ao tramo de 21,0 m, como se ilustra na Figura 6.18, o pico de ressonância destaca-se indubitavelmente para uma velocidade de 450 km/h, para a laje superior e inferior, nas análises com a metodologia de cargas móveis. Por sua vez, nas análises com interação ponte-comboio, este fenómeno acontece novamente para uma velocidade ligeiramente menor, 440 km/h, tanto para a laje inferior como para a superior. Na verdade, este desfasamento em termos de velocidades ressonantes entre cargas móveis e interação é uma situação peculiar que pode resultar do incremento entre velocidades contíguas ser de 5 km/h, realçando a importância de que para acelerações pertinentes deve existir um levantamento de resultados mais apurado.

Realizando agora uma comparação entre tramos, denota-se que em termos de acelerações máximas absolutas o tramo de 16,5 m apresenta genericamente valores mais reduzidos, não exibindo acelerações superiores a 3,5 m/s^2 mesmo com cargas móveis. Por sua vez, o tramo de 21,0 m possui acelerações na mesma ordem de grandeza que o tramo vizinho até aos 400 km/h, velocidade a partir da qual as acelerações máximas absolutas disparam até ocorrer o pico de ressonância, momento em que atingem valores de cerca de 8 m/s^2 para interação e cerca de 10 m/s^2 para cargas móveis.

Analisando agora os deslocamentos, na Figura 6.19 e na Figura 6.20 observa-se que as análises dinâmicas recorrendo à interação ponte-comboio também resultam em deslocamentos de valor inferior e têm maior relevância em velocidades mais elevadas ou correspondentes a fenómenos ressonantes. Relativamente à diferença entre as lajes superior e inferior, o tramo de 16,5 m revela que os deslocamentos máximos absolutos, tal como as acelerações, são menores na laje inferior; por sua vez, o tramo de 21,0 m apresenta deslocamentos máximos absolutos praticamente coincidentes.

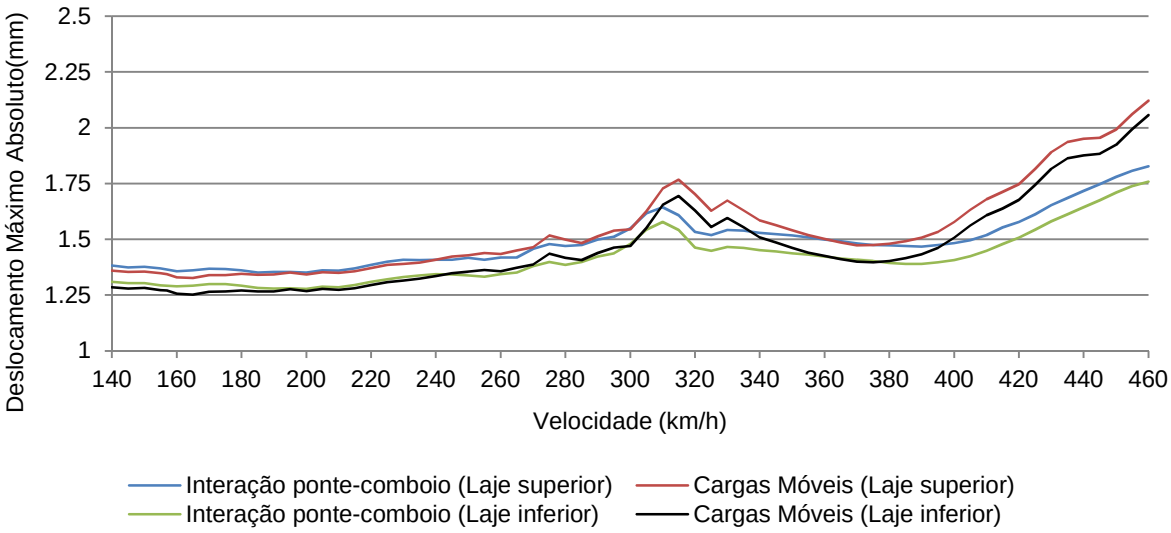


Figura 6.19 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão do tramo de 16,5m considerando análises com e sem interação ponte-comboio

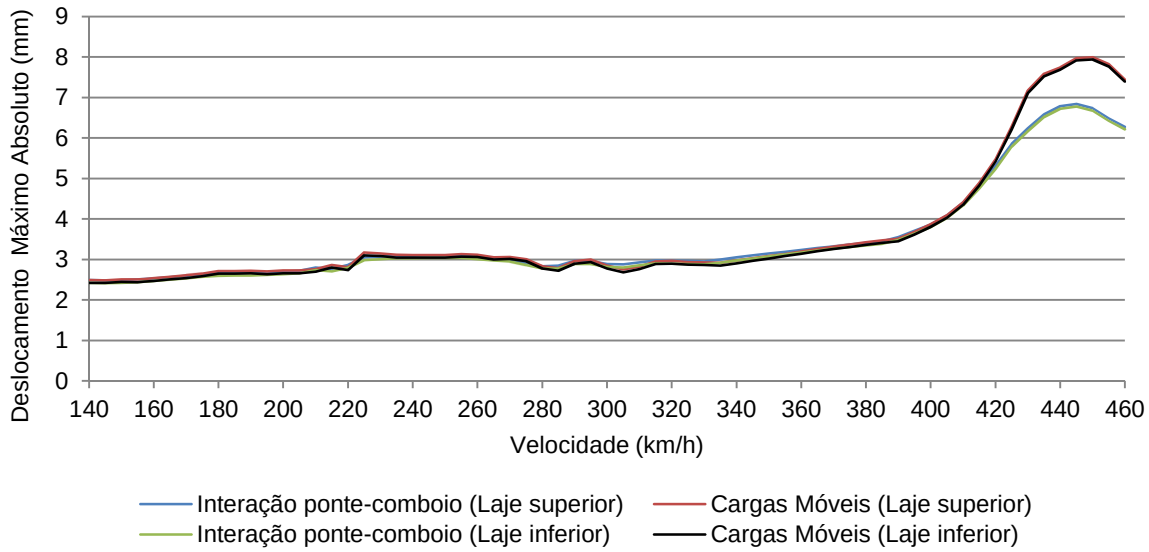


Figura 6.20 – Deslocamentos máximos absolutos a meio vão do tramo de 21,0m considerando análises com e sem interação ponte-comboio

Efetuando ainda uma comparação entre tramos, observa-se que os deslocamentos máximos absolutos possuem valores entre 1 mm e 2 mm para o tramo de 16,5 m, enquanto que no tramo vizinho os deslocamentos variam entre 2,5 mm e 3,5 mm até aos 400 km/h, velocidade em que ocorre uma subida acentuada e se atingem aproximadamente 8 mm para interação e quase 10 mm para cargas móveis.

Uma vez que o comportamento dinâmico entre a laje superior e a laje inferior se revelou bastante próximo, tanto para acelerações como para deslocamentos, optou-se por nas próximas secções apresentar os resultados apenas para a laje superior, dado ser a que apresenta valores mais elevados.

6.3.2. Análise da resposta do viaduto de Alverca

Durante esta secção efetua-se uma análise dos resultados com interação ponte-comboio para acelerações e deslocamentos, em função da velocidade de circulação do TGV, para vários nós situados ao longo do tabuleiro, segundo a coordenada x = 0 m e de acordo com a Figura 6.1 a) e b), respetivamente para a laje superior dos tramos de 16,5 m e 21,0 m. Adicionalmente, de forma a promover uma interpretação mais intuitiva dos resultados, realizaram-se gráficos de superfície para cada uma das velocidades de ressonância identificadas no nó central da laje superior de cada tramo, nomeadamente para 315 km/h no tramo de 16,5 m e 440 km/h no de 21,0 m.

Observando a Figura 6.21, depreende-se que as acelerações máximas absolutas apresentam valores relativamente próximos ao longo do tramo de 16,5 m, sendo que é sobretudo junto ao apoio do lado do aterro que esta grandeza assume resultados mais baixos, sem se verificar aumentos para velocidades superiores. Uma situação curiosa prende-se com o facto das acelerações máximas absolutas mais elevadas não se situarem a meio mas antes a ¼ e ¾ do vão principal, facto que pode ser observado com mais detalhe na Figura 6.22, para a velocidade de ressonância de 315 km/h, em que os picos de aceleração se encontram a ¼ e ¾ do vão. Este comportamento deverá suceder em consequência da participação de modos locais com contributo relevante para a resposta dinâmica do tramo. Por outro lado, analisando de novo a Figura 6.21 constata-se que para a velocidade de 460 km/h a aceleração máxima absoluta a ½ do vão começa a aumentar, apelando para a ideia de que em velocidades

superiores esta região do tramo terá acelerações mais elevadas, corroborando assim a estimativa de que para a velocidade de 644 km/h surgirá o principal pico de ressonância do nó a ½ do vão.

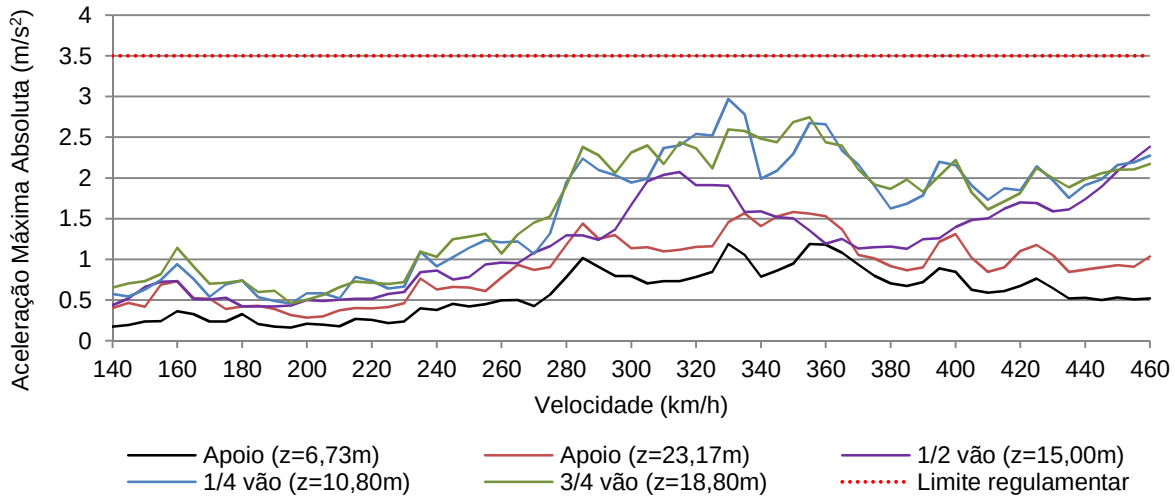


Figura 6.21 – Acelerações máximas em diversos nós dispostos longitudinalmente ao longo da laje superior do tramo de 16,5 m em função da velocidade do comboio TGV

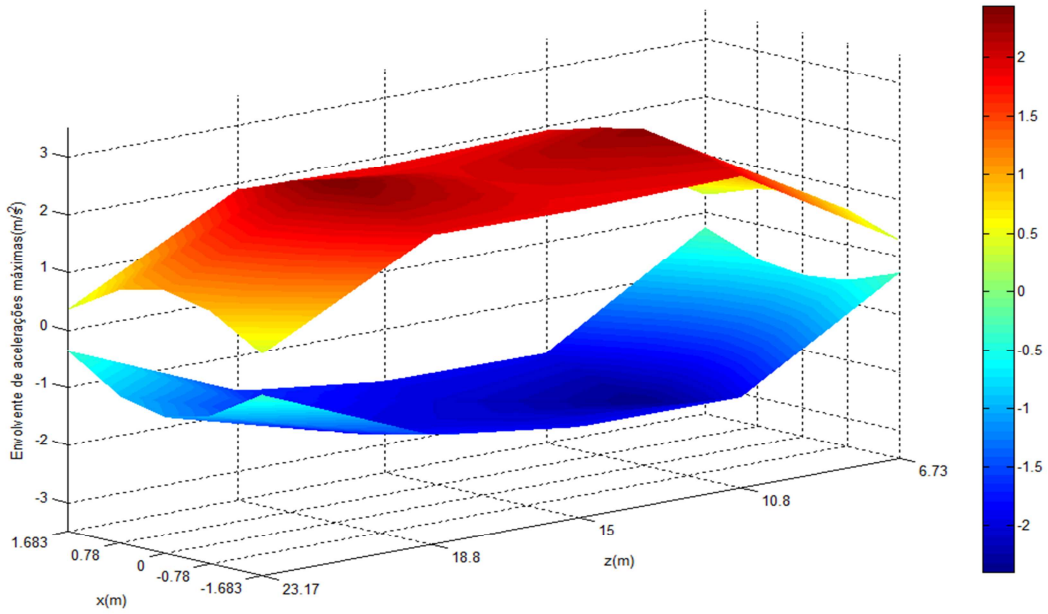


Figura 6.22 - Envolvente de acelerações máximas da laje superior do tramo de 16,5 m para a passagem do TGV à velocidade de 315 km/h

Quanto ao tramo de 21,0 m, a Figura 6.23 evidencia de modo mais pronunciado o comportamento característico da região junto aos apoios, visto que as acelerações máximas absolutas aproximam uma tendência para se manterem praticamente constantes à medida que a velocidade aumenta.

Complementarmente, verifica-se que até cerca dos 360 km/h as acelerações assumem valores próximos nos diferentes pontos do tabuleiro e com uma ordem de grandeza similar à apresentada pelo tramo de 16,5 m. Todavia, a partir desta velocidade verifica-se que as acelerações a ½, ¼ e ¾ do vão aumentam acentuadamente, sendo que os maiores valores ocorrem sempre no nó situado a ½ do tramo, aparecendo a seguir o nó a ¾ do vão. Sensivelmente a partir da velocidade ressonante de 440 km/h evidencia-se então um decréscimo das acelerações nos três nós. Com efeito, através da Figura 6.24, observa-se que o comportamento anteriormente descrito para a velocidade de 440 km/h resulta numa superfície com forma arqueada, em que as acelerações máximas positiva e negativa atingem o máximo a meio do vão, e vão decrescendo, no caso de envolvente positiva, ou aumentando, segundo a envolvente negativa, de forma gradual até à zona dos apoios.

É de notar que tanto na Figura 6.22 como na Figura 6.24, as envolventes positivas e negativas dos gráficos de superfície de acelerações máximas assumem valores praticamente simétricos.

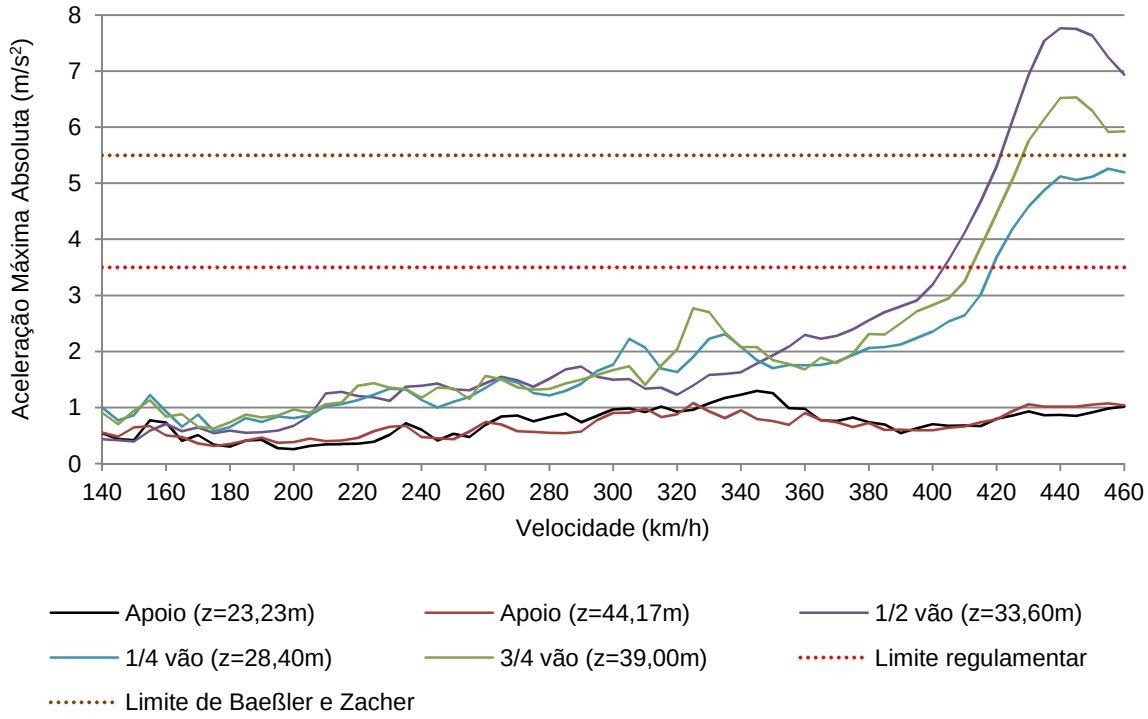


Figura 6.23 – Acelerações máximas em diversos nós dispostos longitudinalmente ao longo do tramo de 21,0 m em função da velocidade do comboio TGV

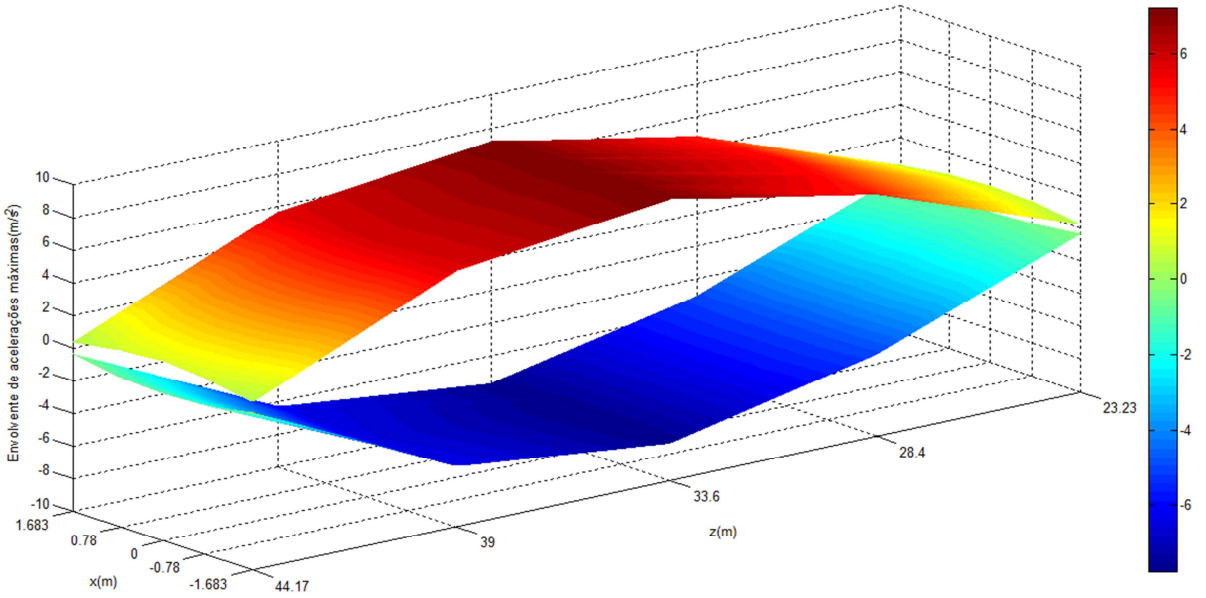


Figura 6.24 - Envolvente de acelerações máximas da laje superior do tramo de 21 m para a passagem do TGV à velocidade de 440 km/h

De modo a realizar a verificação regulamentar do viaduto em termos de segurança da via, efetuou-se uma comparação entre os resultados obtidos para cada tramo e o limite regulamentar de 3,5 m/s^2. Com efeito, para o tramo de 16,5 m, segundo uma análise com interação para uma frequência máxima de 30 Hz, como se observa na Figura 6.21, em nenhum ponto ao longo do tabuleiro se ultrapassa este limite, sendo que a aceleração máxima absoluta alcançada assume o valor de aproximadamente 3 m/s^2 para o nó a ¼ do vão, para uma velocidade de 330 km/h. Por sua vez, o tramo de 21,0 m (Figura 6.23) comporta-se de forma completamente diferente, visto que o limite regulamentar é ultrapassado em três zonas diferentes do tabuleiro, a meio do vão aos 405 km/h, a ¾ do vão para a velocidade de 410 km/h e a ¼ do vão aos 415 km/h. Dado este incumprimento, em adição foi realizada, para este tramo, uma verificação segundo um limite sugerido por Baeßler e Zacher [23] para vias balastradas, que contempla como aceleração limite os 5,5 m/s^2. Apesar de não se realizarem análises dinâmicas até frequências de 60 Hz, a verdade é que os resultados alcançados com 30 Hz demonstram que mesmo assim este limite de 5,5 m/s^2 não é cumprido a ½ do vão aos 420 km/h e a ¾ do vão para a velocidade de 425 km/h. Em suma, numa avaliação genérica da estrutura depreende-se que o tramo limitativo é o de 21,0 m, conduzindo a que a velocidade limite de circulação no viaduto seja de 405 km/h. Relembra-se que com análises dinâmicas incluindo frequências de 60 Hz este limite se verificaria para uma velocidade inferior, dado que os valores das acelerações viriam aumentados.

Focando agora a análise nos deslocamentos máximos absolutos, tanto na Figura 6.25 como na Figura 6.27 existe um afastamento claro entre os deslocamentos sentidos na região junto aos apoios e os do resto do tabuleiro. Com efeito, nestes nós os deslocamentos revelam-se mínimos, como seria espectável, visto que ao travar todos os graus de liberdade dos apoios naturalmente os deslocamentos do tabuleiro na zona periférica são impedidos de sofrerem fortes variações.

Relativamente ao tramo de 16,5 m (Figura 6.25), evidenciam-se essencialmente duas situações em que os deslocamentos variam de forma relevante. A primeira ocorre em velocidades próximas da ressonância em que os deslocamentos a ½ e ¾ do vão apresentam um pico, verificando-se ainda que a partir da velocidade de 410 km/h os deslocamentos começam a crescer gradualmente para ½, ¼ e ¾ do

vão. É de notar que a grandeza em análise assume valores superiores para ½ do vão, seguindo-se os deslocamentos apresentados a ¾ do vão, que se revelam ligeiramente superiores aos sentidos a ¼ do vão, sendo este comportamento evidente através da Figura 6.26.

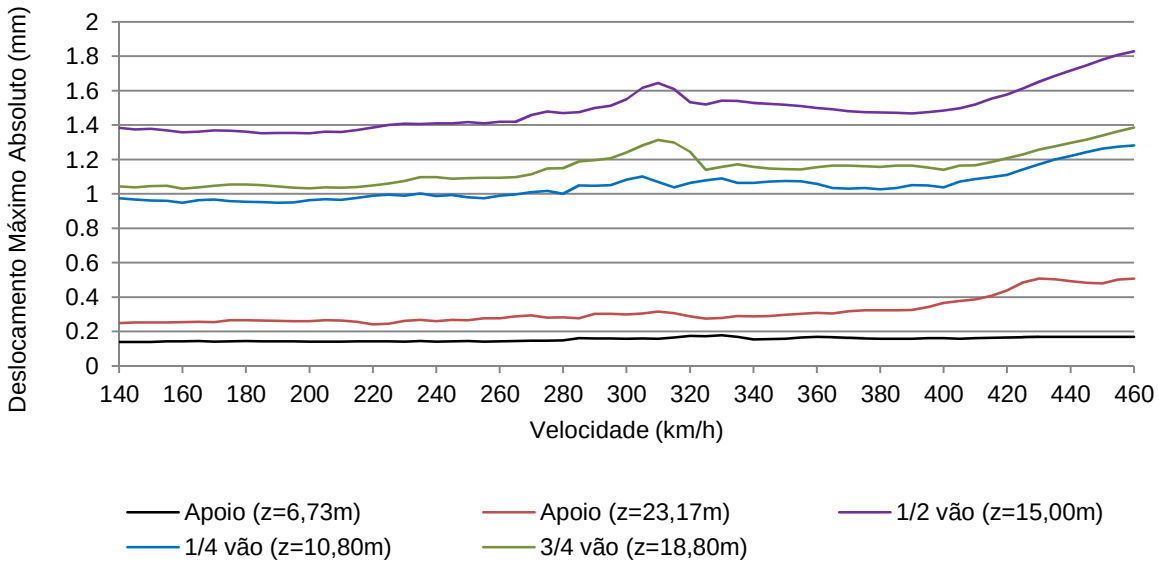


Figura 6.25 - Deslocamentos máximos em diversos nós dispostos longitudinalmente ao longo do tramo de 16,5 m em função da velocidade do comboio TGV

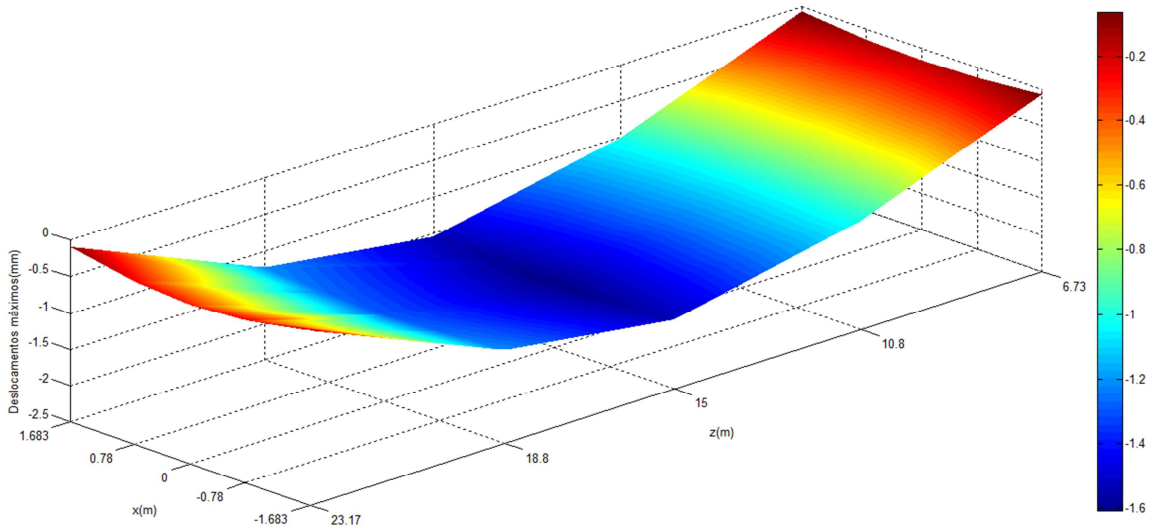


Figura 6.26 - Deslocamentos máximos da laje superior do tramo de 16,5 m para a passagem do TGV à velocidade de 315 km/h

Quanto ao tramo de 21,0 m (Figura 6.27), o andamento dos deslocamentos máximos absolutos, em função da velocidade de circulação do TGV, demonstra que até sensivelmente aos 360 km/h não

existem fortes variações, sendo que para ½ do vão os deslocamentos máximos rondam os 3 mm, enquanto que para ¼ e ¾ do vão assumem valores próximos dos 2 mm. A partir desta velocidade denota-se, nestas três zonas do tramo, um crescimento acentuado dos deslocamentos, destacando-se que os resultados apresentados a ½ do vão são os mais elevados e atingem um pico de quase 7 mm para a velocidade ressonante de 440 km/h. Seguem-se os deslocamentos a ¾ e ¼ do vão, com picos de 5 mm e 4,5 mm, respetivamente, também em ressonância. Mais uma vez, a Figura 6.28 ilustra e corrobora a explicação precedente, ao evidenciar que a ½ do vão se verifica o maior deslocamento, sendo que este vai reduzindo até praticamente se anular nos nós próximos dos apoios.

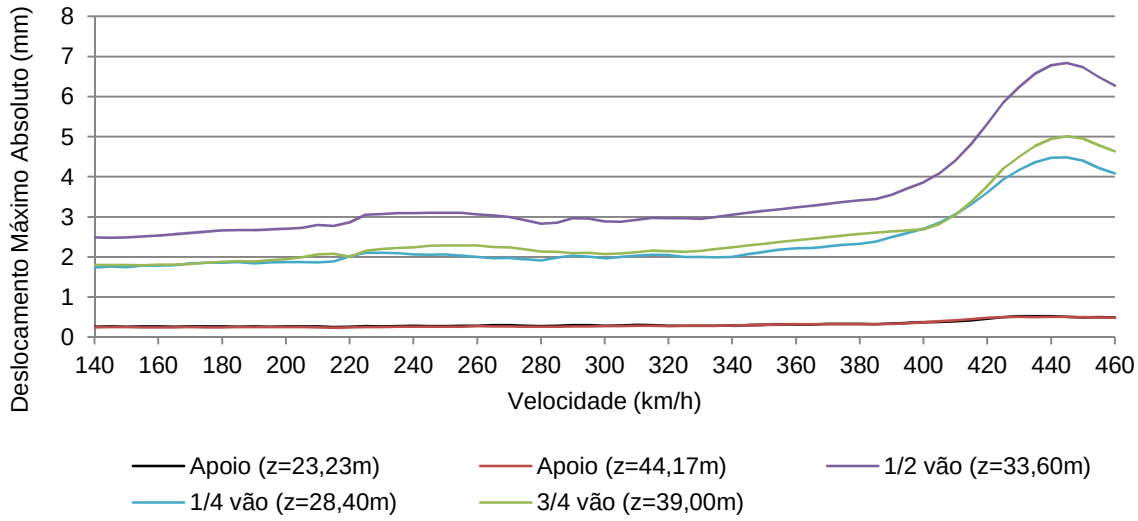


Figura 6.27 - Deslocamentos máximos em diversos nós dispostos longitudinalmente ao longo do tramo de 21,0 m em função da velocidade do comboio TGV

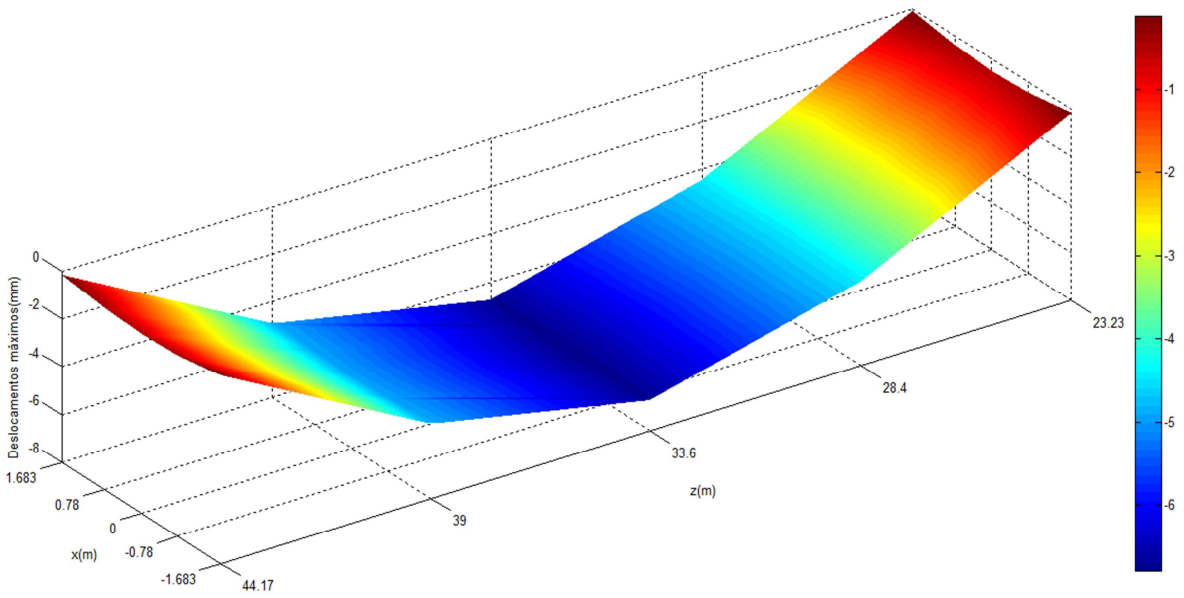


Figura 6.28 - Deslocamentos máximos da laje superior do tramo de 21,0 m para a passagem do TGV à velocidade de 440km/h

Com o objetivo de desenvolver a verificação estrutural para a zona mais desfavorável para cada tramo, ou seja, a meio vão, pretende-se estudar os efeitos do tráfego ferroviário na estrutura, assumindo uma via-férrea consistente com um perfil de irregularidades característico de uma manutenção normal. Neste sentido, os deslocamentos provocados no viaduto pelo modelo LM71 (δ_{LM71}) foram majorados por intermédio do fator de amplificação ϕ_3 obtido pela expressão (2.9). Os valores encontrados para este coeficiente e os deslocamentos máximos derivados da aplicação do modelo de cargas encontram-se no Quadro 6.6.

Quadro 6.6 – Deslocamento máximo devido à aplicação do modelo de cargas LM71

	Tramo de 16,5m	Tramo de 21,0m
L_ϕ [m]	16,5	21
Φ_3	1,29	1,22
δ_{LM71} [mm]	3,28	6,40
$\Phi_3 \times \delta_{LM71}$ [mm]	4,23	7,83

Complementarmente, a análise dinâmica considerando a ação de comboios reais (RT) tem por base a parcela $(1 + \phi'_{dyn})$ em que se admite uma via perfeita, e que é corrigida por adição das irregularidades da via (φ''). Todavia, no presente estudo utilizaram-se as irregularidades da via reais da estrutura nas análises dinâmicas pelo que não se considerou esta correção.

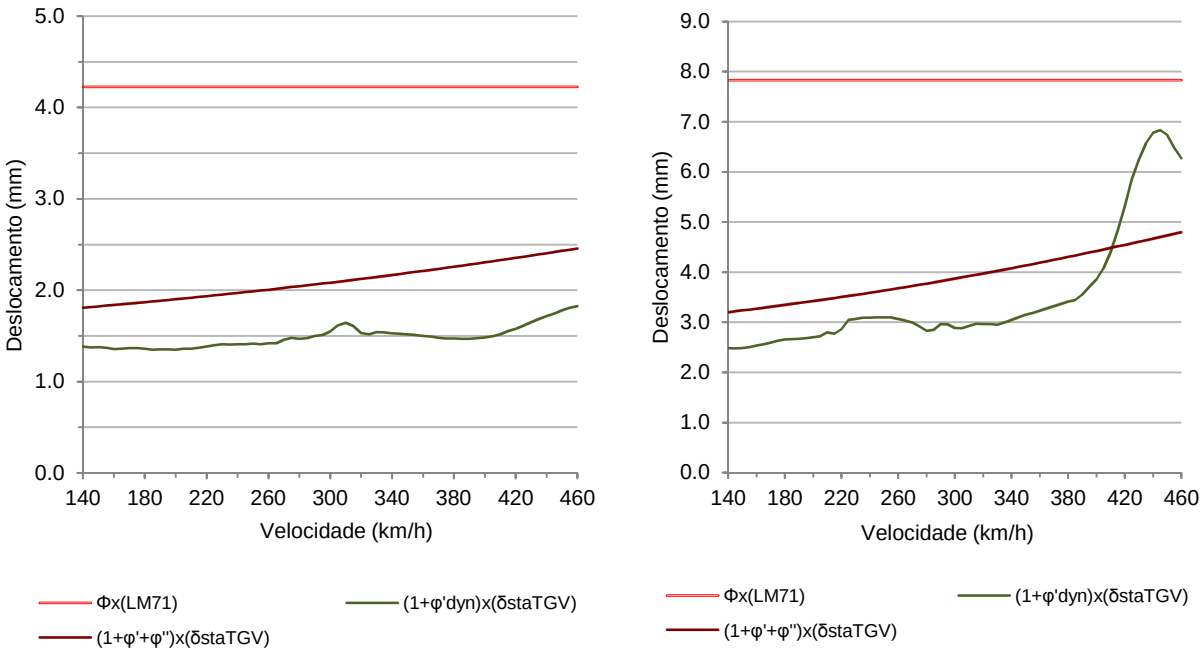
Consultando a norma EN1991-2 [15] a avaliação do viaduto Flyover de Alverca deve ser realizada considerando uma análise dinâmica. No entanto, com o objetivo de acrescentar mais-valias a este estudo comparativo, considerou-se também a situação de cálculo em que a análise dinâmica fosse dispensável. Deste modo, efetuou-se uma análise estática para a solicitação de comboios reais cujos resultados foram majorados pelo coeficiente de amplificação dinâmica $(1 + \varphi' + \varphi'')$, em que φ' é dado pela expressão (2.2), enquanto φ'' é calculado segundo o coeficiente dado pela expressão (2.4) e cujos resultados para cada tramo são indicados no Quadro 6.7.

Quadro 6.7 – Coeficiente φ'' que atende às irregularidades da via

	Tramo de 16,5 m	Tramo de 21,0 m
α	1,00	1,00
L_Φ [m]	16,5	21,0
n_0 [Hz]	9,57	6,49
φ''	0,283	0,123

Analisando a Figura 6.29, facilmente se depreende que a aplicação do modelo de cargas LM71 majorado pelo coeficiente ϕ_3, conduz sempre a valores bastante superiores aos das restante análises. É de salientar que para o tramo de 21,0 m os valores encontrados a partir da análise dinâmica são superiores aos da resposta estática majorada pelo fator de amplificação dinâmica $(1 + \varphi' + \varphi'')$ para velocidades elevadas e próximas da ressonância, mais concretamente a partir dos 405 km/h. Pode-se

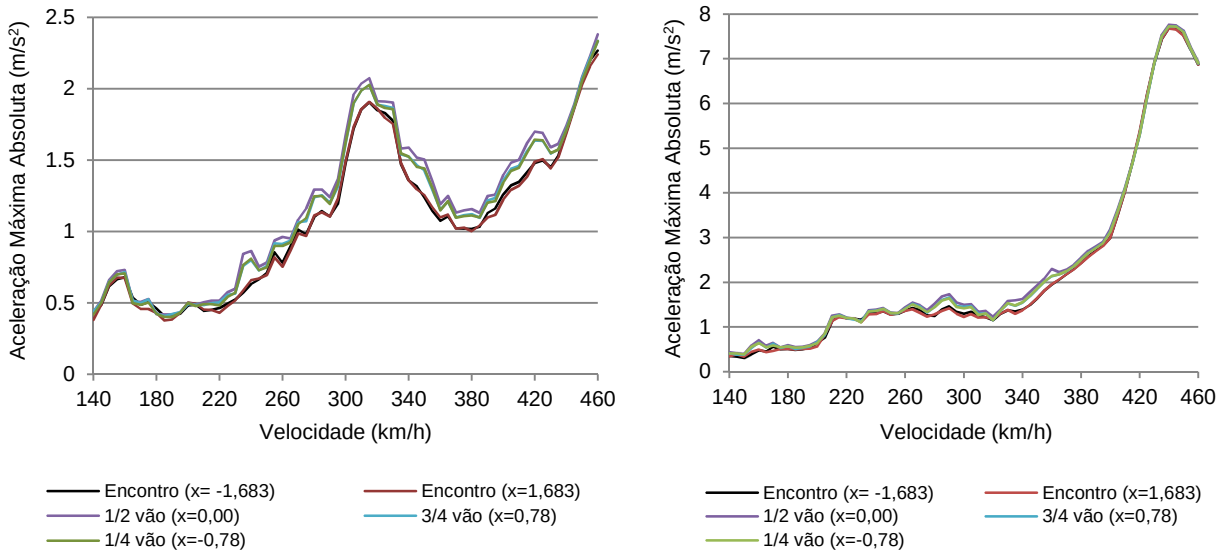
ainda verificar que o fator de amplificação dinâmica aplicado sobre efeitos estáticos provocados pela ação do tráfego ferroviário não tem capacidade para representar os fenómenos ressonantes.



a) Tramo de 16,5 m b) Tramo de 21,0 m

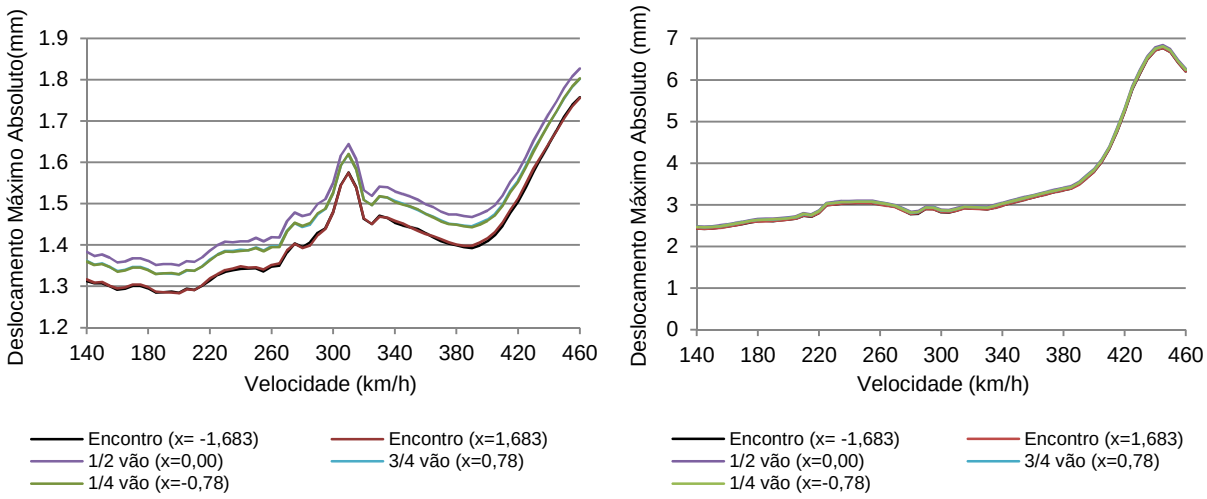
Figura 6.29 – Verificação regulamentar em termos de segurança estrutural a meio vão da laje superior de cada tramo, à passagem do TGV Duplo

De forma a complementar os estudos realizados anteriormente em termos de avaliação da evolução longitudinal das acelerações e deslocamentos, efetuou-se um raciocínio similar mas agora para cinco nós dispostos ao longo da secção transversal a meio de cada tramo, isto é, fez-se variar o x e fixou-se o z em 15,00 m para o tramo de 16,5 m e em 33,60 m para o tramo vizinho (Figura 6.1 a) e b)). Dada a simetria dos tramos, constata-se, a partir da Figura 6.30 e da Figura 6.31, que quer para acelerações máximas absolutas, quer para deslocamentos máximos absolutos, os resultados são praticamente coincidentes, sobretudo no maior tramo. É de notar que no primeiro tramo, embora os valores andem muito próximos, é a meio vão da secção transversal que se localizam sempre as maiores acelerações e os deslocamentos mais elevados. Deste modo, confirma-se que as avaliações longitudinais precedentes, para x = 0,00 m (meio vão), ilustraram sempre os resultados mais desfavoráveis. Em adição, estas conclusões podem ser corroboradas de forma expedita observando os gráficos de superfície anteriormente ilustrados.



a) Tramo de 16,5 m b) Tramo de 21,0 m

Figura 6.30 - Acelerações máximas absolutas em diversos nós dispostos transversalmente na laje superior de cada tramo, em função da velocidade do comboio TGV



a) Tramo de 16,5 m b) Tramo de 21,0 m

Figura 6.31 - Deslocamentos máximos absolutos em diversos nós dispostos transversalmente na laje superior de cada tramo, em função da velocidade do comboio TGV

6.3.3. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DO TGV

Utilizando uma metodologia com interação entre a ponte e o comboio torna-se viável estudar com pormenor o comportamento dinâmico em diferentes zonas do veículo, ao contrário do que ocorre com cargas móveis, em que no máximo se realizam correlações para estimar as acelerações sentidas pelos passageiros e assim avaliar o seu conforto. Neste sentido, através desta secção pretende-se conferir a resposta dinâmica do comboio em termos de acelerações, nos locais explicitados em 6.2.1.2.

Efetivamente, sobrepôs-se os gráficos de acelerações máximas absolutas em função da velocidade, para todos os nós estudados para o passageiro, e seguiu-se o mesmo raciocínio para os nós da base do

assento. Confrontando os vários gráficos, verificou-se que as acelerações máximas absolutas com valores superiores são sentidas pelo passageiro no primeiro lugar, da carruagem de transição final, do primeiro comboio (1ºL, R(f), 1º comboio). Em contrapartida, as menores acelerações máximas absolutas correspondem ao primeiro lugar, da carruagem de transição inicial, do segundo comboio (1ºL, R(i), 2º comboio). Como se pode averiguar pela Figura 6.32, o que acontece nos nós da base do assento é praticamente uma réplica do que ocorre no passageiro, mas na generalidade das situações para valores de aceleração inferiores. É de notar que esta diferença de resultados entre a base do assento e o passageiro acentua-se para acelerações mais elevadas. Neste sentido, enquanto que para o passageiro se obtém um valor máximo de 0,97 m/s^2 para a velocidade de 425 km/h, para a base do assento o pico ocorre para uma aceleração máxima absoluta de 0,67 m/s^2 aos 430 km/h. Conclui-se portanto que efetuar a modelação do sistema de um grau de liberdade massa-mola-amortecedor tem uma importância relevante, pois na ausência deste, o estudo do conforto dos passageiros será baseado em acelerações que não correspondem à envolvente máxima.

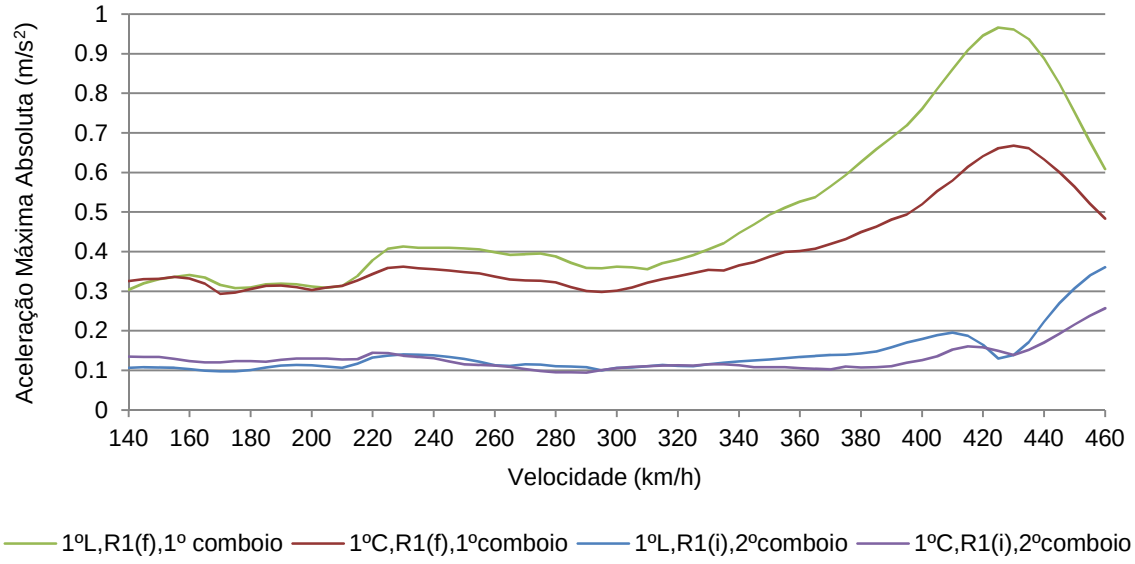


Figura 6.32 – Aceleração máxima absoluta para os locais mais e menos solicitados no interior do comboio, em função da velocidade

Em termos de registos temporais, como se visualiza na Figura 6.33, dada a forte similitude quanto ao desenho da resposta, a principal diferença ocorre na carruagem de transição final do primeiro comboio nos picos de acelerações, em que a base do assento normalmente apresenta valores inferiores ao passageiro. Por sua vez, na carruagem de transição final do segundo comboio, visto que o registo temporal apresenta acelerações muito reduzidas, as diferenças entre o passageiro e a base do assento não são significativas.

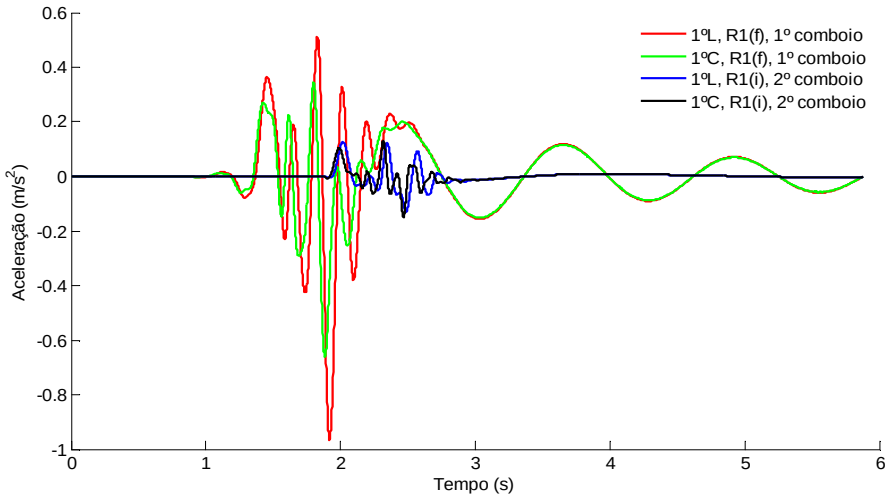
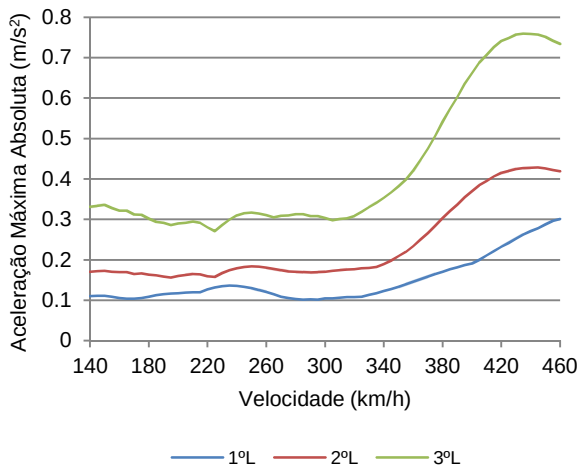


Figura 6.33 – Registos temporais de acelerações para os locais mais e menos solicitados no interior do comboio, à velocidade de 425 km/h

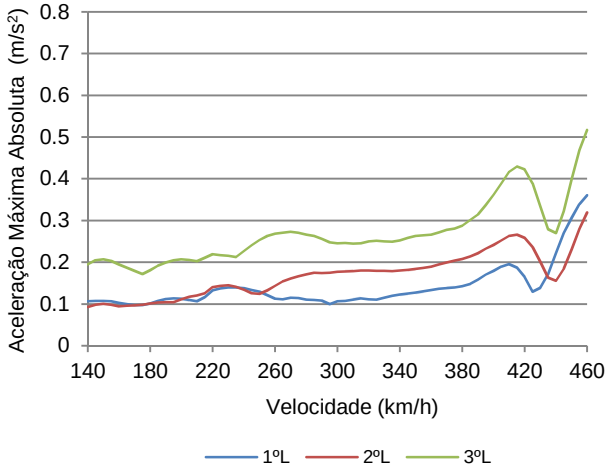
Com o objetivo de avaliar de forma global o comportamento dinâmico do comboio com o aumento da velocidade, são indicadas na Figura 6.34 as acelerações máximas absolutas sentidas nos três lugares das várias carruagens em foco. Começando por analisar apenas o primeiro comboio a entrar na ponte, é possível constatar que na carruagem de transição inicial, R1(i), as acelerações vão aumentando ao longo da mesma, pelo que é o último lugar o que apresenta os valores mais elevados, atingindo um pico de 0,76 m/s^2 aos 435 km/h, contra apenas 0,26 m/s^2 no primeiro lugar para a mesma velocidade. Por sua vez, as carruagens articuladas centrais, R4 e R5, apresentam um comportamento dinâmico análogo, que resulta quer do facto de estarem interligadas pelo bogie, quer da proximidade existente entre elas em termos geométricos e de propriedades estruturais. É possível visualizar ainda que as acelerações sentidas no primeiro e terceiro lugar destas duas carruagens são praticamente coincidentes e significativamente superiores às do segundo lugar. Com efeito, verifica-se ainda um aumento das acelerações máximas relativamente à primeira carruagem, já que agora o pico em R4 e R5 ocorre para uma aceleração próxima dos 0,9 m/s^2 aos 425 km/h. Quanto ao segundo lugar apresenta um pico de resposta quando alcança os 0,6 m/s^2. Relativamente à última carruagem do primeiro comboio, R1(f), é possível apurar um comportamento bastante diferente, dado que neste caso, são os lugares central e final que evidenciam as acelerações mais baixas e com uma evolução idêntica. Assim sendo, o valor mais elevado da aceleração ocorre no primeiro lugar aos 425 km/h e é 0,97 m/s^2, já para a mesma velocidade nos restantes dois lugares a aceleração ronda os 0,5 m/s^2. Seguindo esta linha de pensamento, apura-se que os lugares inicial e central da R1(f) ainda sofrem uma forte influência do conjunto das 6 carruagens articuladas precedentes.

Confrontando agora os dois comboios, conclui-se que apesar das acelerações aumentarem ao longo de cada veículo, o primeiro comboio apresenta sempre acelerações mais elevadas que o segundo. Por outro lado, comparando as carruagens em posições semelhantes, facilmente se denota que as principais diferenças estão patentes na carruagem de transição inicial, R1(i). De facto, a evolução dos gráficos para estas duas carruagens difere sobretudo para velocidades elevadas, sendo que os valores das acelerações sofrem um decréscimo acentuado no segundo comboio, não sendo possível sequer visualizar o pico máximo, já que a aceleração mais elevada de 0,52 m/s^2 ocorre aos 460 km/h e a tendência é para continuar a aumentar. Esta diferença pode decorrer da resposta dinâmica da ponte, que já se encontra excitada pela passagem do primeiro comboio. Por outro lado, entre a carruagem de

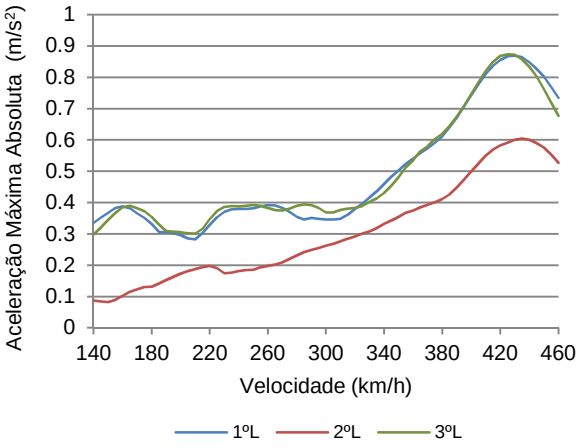
transição final do primeiro comboio e a inicial do segundo comboio não existe apenas uma, mas duas locomotivas cujo comportamento também pode influenciar ligeiramente a resposta da R1(i) do segundo comboio. Visualizando agora as carruagens articuladas centrais, verifica-se que o primeiro lugar na carruagem R4 do segundo comboio apresenta um comportamento diferente das restantes, isto é, as suas acelerações não se aproximam das do terceiro lugar como seria espectável, ao invés, são inferiores e avizinham-se da evolução apresentada pelo segundo lugar. Provavelmente, este lugar inicial da R4 do segundo comboio, ainda sofre influência da perturbação sentida pela carruagem de transição inicial, o que significa que praticamente metade do segundo comboio vê as suas acelerações serem atenuadas. Por conseguinte, as carruagens R5 e R1(f) do segundo comboio apresentam comportamentos praticamente equivalentes às do primeiro comboio.



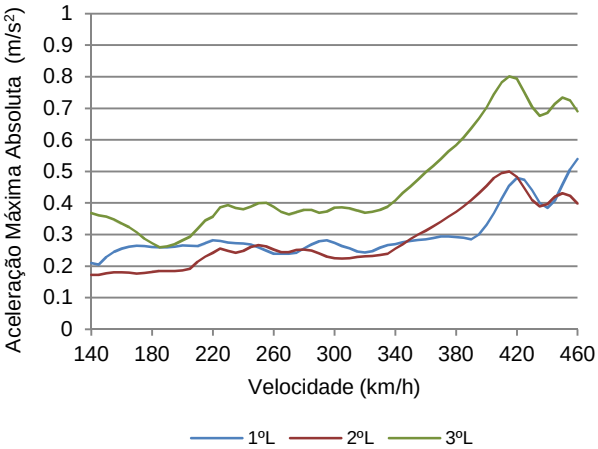
a) R1(i), 1º comboio



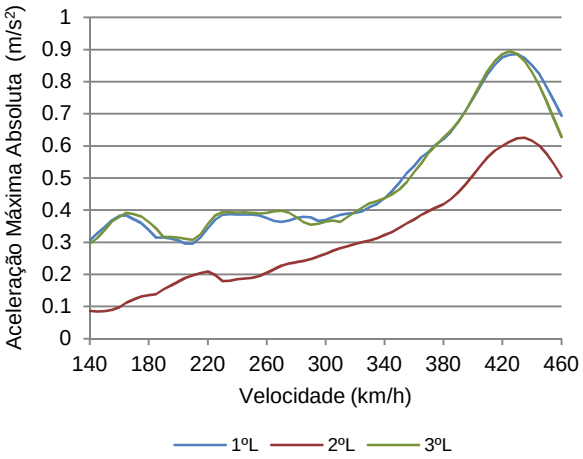
b) R1(i), 2º comboio



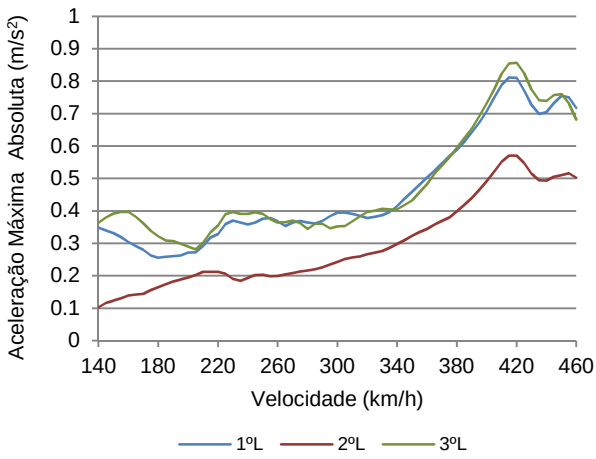
c) R4, 1º comboio



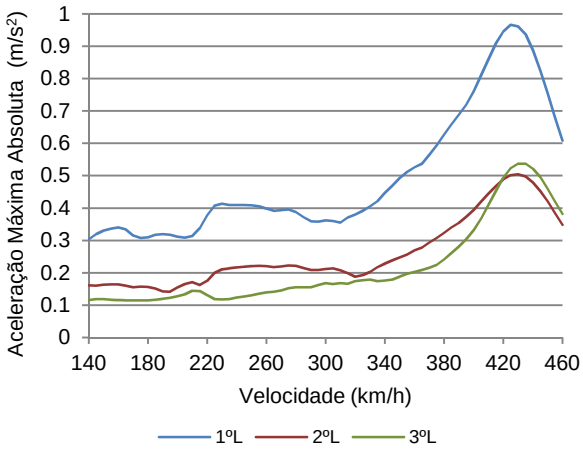
d) R4, 2º comboio



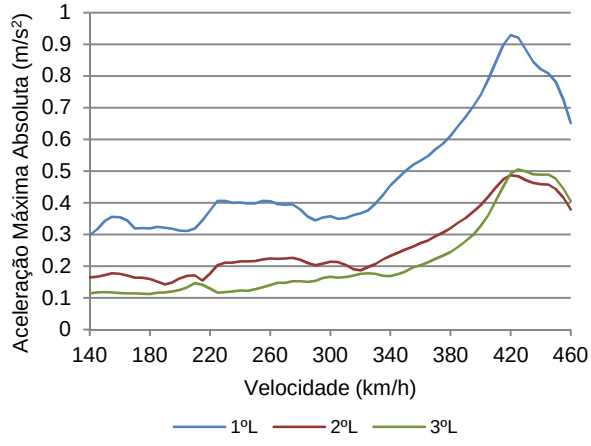
e) R5, 1º comboio



f) R5, 2º comboio



g) R1(f), 1º comboio



h) R1(f), 2º comboio

Figura 6.34 – Acelerações máximas absolutas do passageiro em função da velocidade

É de notar que durante esta seção as análises foram limitadas à avaliação dos resultadas obtidos para os passageiros, sendo que a informação relativa à base do assento se encontra no Anexo A2.1, visto que a evolução das acelerações é bastante similar, mas com valores inferiores.

Concluído o estudo mais amplo do comportamento dinâmico do TGV, interessa analisar, mais pormenorizadamente, a sua resposta temporal em termos de aceleração ao longo do tempo de circulação sobre o Flyover de Alverca. Neste sentido, para auxiliar a escolha das velocidades de maior relevância a analisar realizaram-se os gráficos da Figura 6.35, onde se comparam os resultados obtidos na secção a meio vão de cada tramo do viaduto, com os do passageiro sujeito a uma maior solicitação. É de notar que o comportamento dinâmico neste lugar do comboio assemelha-se em termos de forma do gráfico com o tramo de 21,0 m, formando um pico aos 425 km/h, que se aproxima dos 440 km/h ressonantes no tramo.

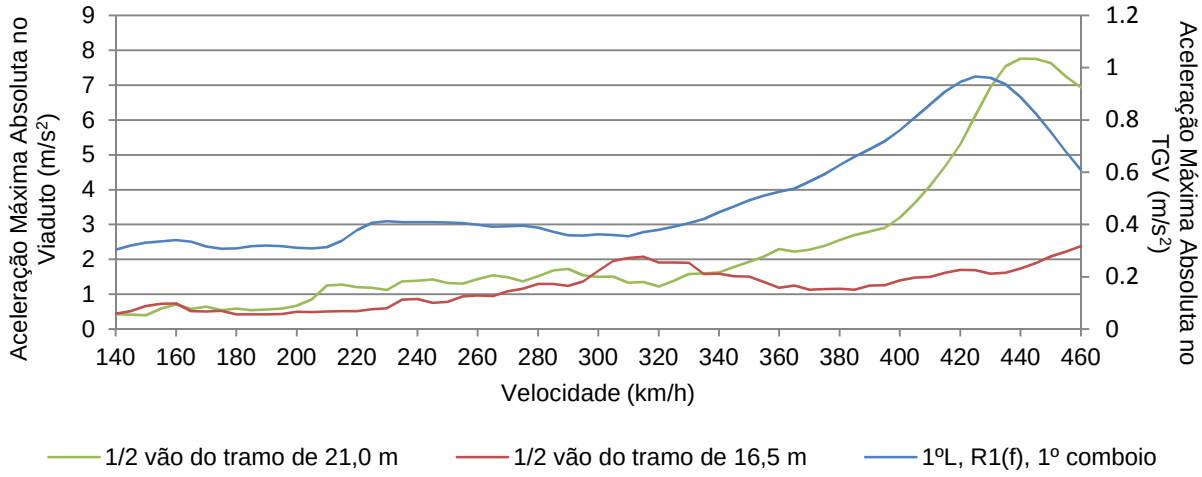


Figura 6.35 – Acelerações máximas absolutas registadas no TGV Duplo e nas secções a meio vão da laje superior dos dois tramos do viaduto de Alverca, em função da velocidade

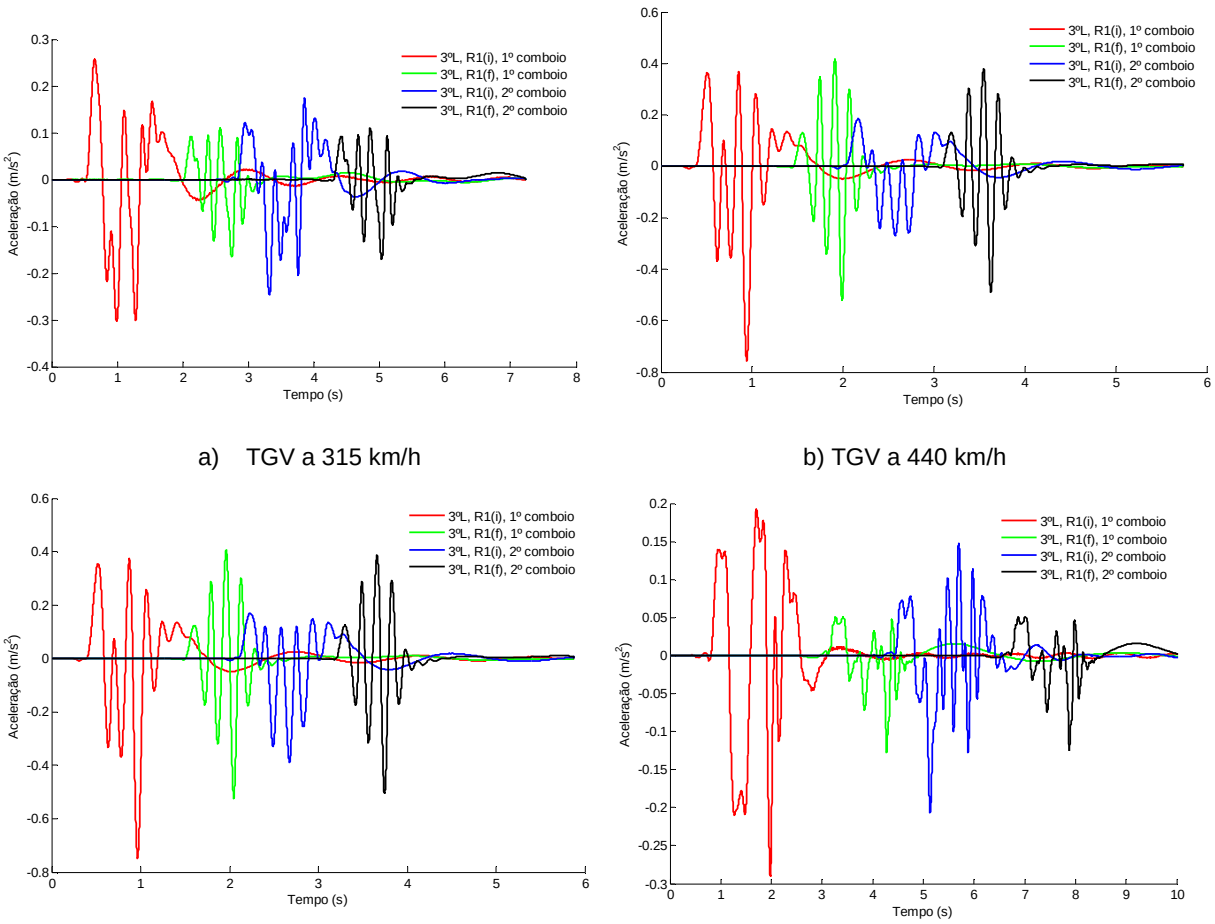
Após a observação atenta dos resultados, tanto do veículo como do viaduto, definiram-se as seguintes quatro velocidades:

- 315 km/h, velocidade ressonante do tramo de 16,5 m;
- 440 km/h, velocidade ressonante do tramo de 21,0 m;
- 425 km/h, velocidade onde se verificaram genericamente as acelerações máximas absolutas mais elevadas nos lugares dos passageiros;
- 200 km/h, uma velocidade convencional de circulação do TGV.

Efetivamente, para cada uma das velocidades anteriormente mencionadas foi avaliado o registo temporal das acelerações, comparando a resposta no fim das carruagens articuladas centrais e no início e no fim das carruagens de transição. É de notar que o critério seguido para escolher os lugares mais interessantes de cada carruagem teve por base a observação dos locais onde ocorrem as acelerações máximas absolutas mais elevadas.

Observando a sequência de gráficos presentes na Figura 6.36, averigua-se que as acelerações com picos mais elevados ocorrem sempre para a carruagem de transição inicial do primeiro comboio, R1(i), e, como seria espectável, para velocidades mais elevadas obtêm-se acelerações superiores. É de realçar que para as velocidades de 425 km/h e 440 km/h, a R1(i) do segundo comboio é a que apresenta acelerações mais baixas, enquanto que ambas as carruagens de transição finais apresentam valores ligeiramente superiores e registos com padrões bastante similares. Em contrapartida, para a velocidade convencional de 200 km/h e para a velocidade ressonante do tramo de 16,5 m, constata-se que as acelerações são apreciavelmente mais reduzidas. Para estas duas velocidades, apesar do R1(i) do primeiro comboio continuar a exibir as acelerações mais elevadas, a situação inverte-se para as restantes carruagens, já que agora são as R1(f) a surgirem com as acelerações mais baixas, mas mantendo um registo semelhante entre elas.

Em suma, avaliando apenas o terceiro lugar, conclui-se que a carruagem mais solicitada é sempre a R1(i) do primeiro comboio, independentemente da velocidade. Por outro lado, para velocidades superiores, as carruagens de transição finais também colaboram bastante na resposta dinâmica do veículo, enquanto que para velocidades inferiores é a carruagem de transição inicial do segundo comboio a segunda mais solicitada.



a) TGV a 315 km/h

b) TGV a 440 km/h

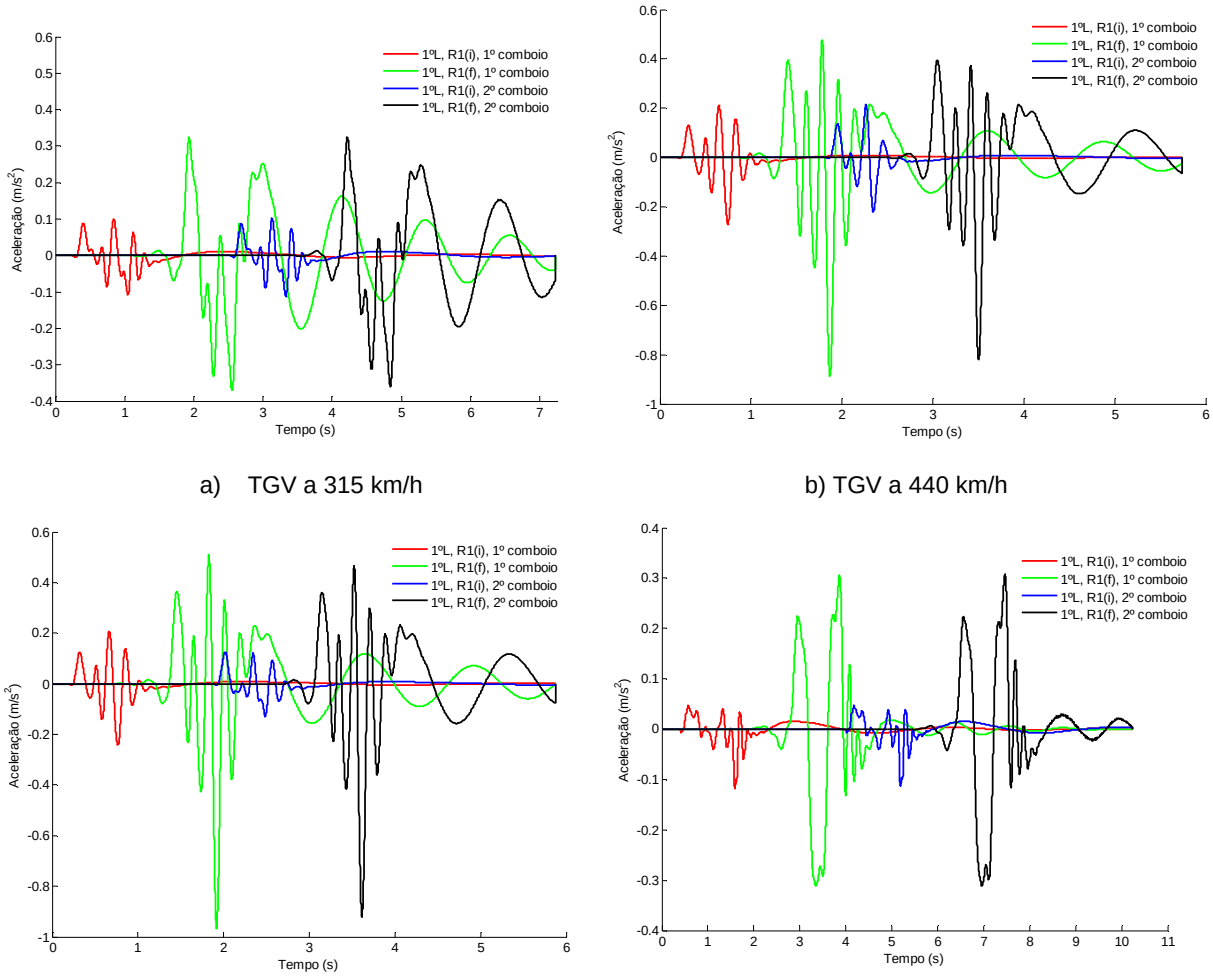
c) TGV a 425 km/h

d) TGV a 200 km/h

Figura 6.36 – Acelerações ao longo do tempo no 3º lugar das carruagens de transição do TGV, para diferentes velocidades

Na verdade, muda-se o lugar e o registo temporal altera por completo, como se observa pela Figura 6.37. De facto, para o primeiro lugar das carruagens de transição, são as duas carruagens finais a possuírem as acelerações mais elevadas, independentemente da velocidade. Em oposição, surgem as duas carruagens de transição iniciais, ostentando os registos temporais com os valores mais reduzidos. Verifica-se ainda que para velocidades mais baixas o padrão do registo temporal altera-se, sobretudo para as carruagens de transição finais.

Por outro lado, o primeiro lugar, quando comparado com o terceiro lugar (Figura 6.36), apresenta para as carruagens de transição finais acelerações em vibração livre muito mais pronunciadas, com exceção para os registos alcançados à velocidade de 200 km/h. É de notar que tal como foi mencionado aquando da visualização dos gráficos do comboio em termos de aceleração máxima absoluta em função da velocidade, o pico mais elevado ocorre no primeiro lugar da carruagem de transição final do primeiro comboio (1ºL, R1(f), 1º comboio), surgindo logo de seguida o pico de aceleração sentido na carruagem de transição final do segundo comboio (1ºL, R1(f), 2º comboio), sempre à velocidade de 425 km/h.



a) TGV a 315 km/h

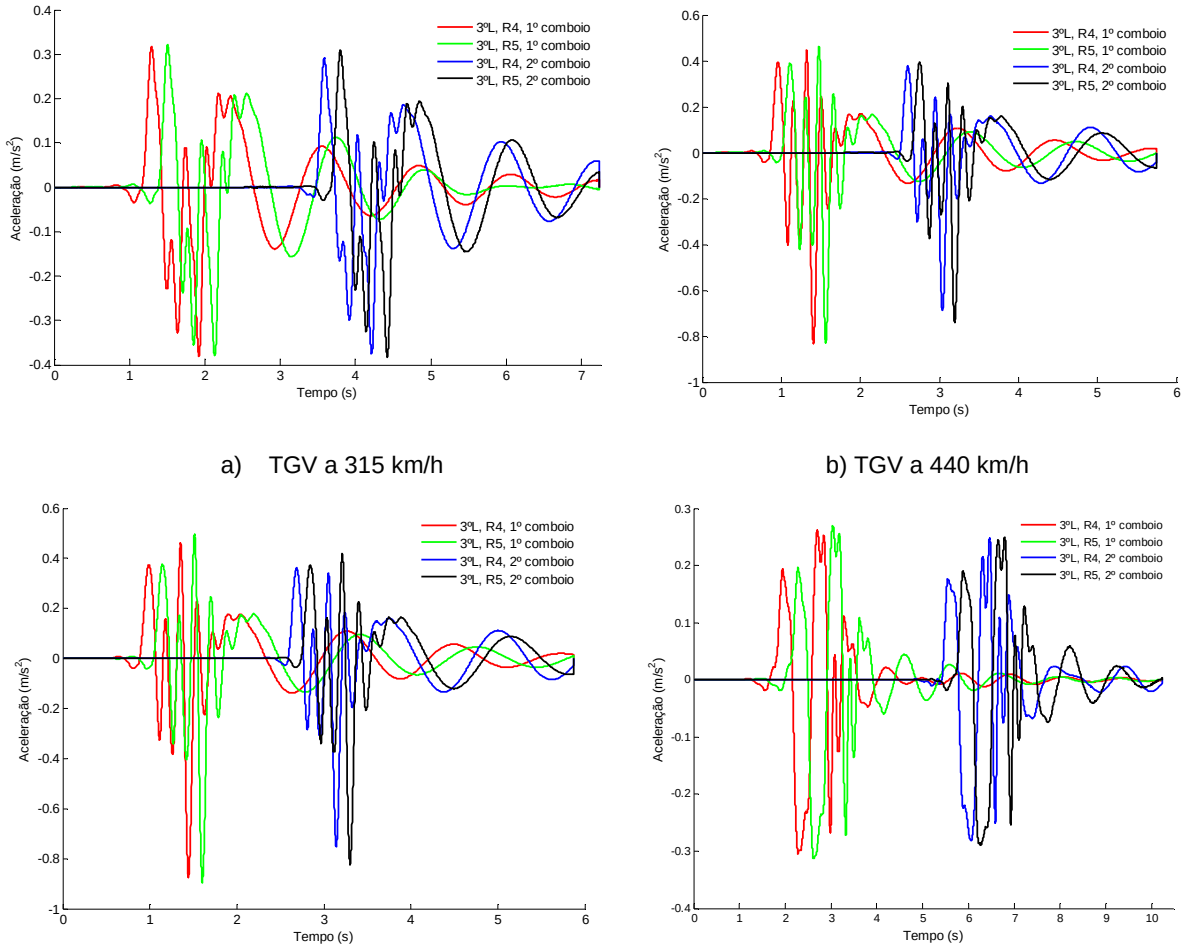
b) TGV a 440 km/h

c) TGV a 425 km/h

d) TGV a 200 km/h

Figura 6.37 – Acelerações ao longo do tempo no 1º lugar das carruagens de transição do TGV, para diferentes velocidades

Visualizando agora as acelerações ao longo do tempo para o terceiro lugar das carruagens articuladas centrais (Figura 6.38), verifica-se que de facto o comportamento dinâmico destas quatro carruagens, iguais e regulares, é praticamente análogo, independentemente do comboio em que se situam. Existem apenas pequenas diferenças em termos de picos de aceleração, praticamente impercetíveis no primeiro comboio, destacando-se no segundo sobretudo para velocidades mais elevadas, onde se consegue distinguir que a carruagem R5 normalmente assume os picos mais elevados. Em termos de registos temporais, denota-se que estas são as carruagens que sofrem menos perturbações com o evoluir da velocidade, provavelmente por estarem inseridas num conjunto de seis carruagens articuladas que funcionam como um todo e atenuam os efeitos dinâmicos transmitidos pela ponte.



a) TGV a 315 km/h

b) TGV a 440 km/h

c) TGV a 425 km/h

d) TGV a 200 km/h

Figura 6.38 - Acelerações ao longo do tempo no 3º lugar das carruagens articuladas centrais do TGV, para diferentes velocidades

Abordando agora a temática das verificações regulamentares, nomeadamente no que diz respeito ao nível de conforto dos passageiros durante a circulação do TGV sobre o viaduto de Alverca, analisaram-se e confrontaram-se duas vertentes, uma relativa à situação de cargas móveis e a outra respetiva aos resultados obtidos através da interação ponte-comboio. Neste sentido, numa análise dinâmica em que não se executa a modelação do veículo, aplica-se a verificação simplificada da norma EN1990-AnnexA2 [16], descrita no ponto 2.3.3, e segundo a qual o conforto dos passageiros é avaliado com base na deformação vertical (δ) provocada pelo carregamento LM71 majorado pelo fator dinâmico ϕ_3, considerando vias com manutenção corrente. Deste modo, a partir do Quadro 6.8 exibe-se o cálculo da relação L/δ para cada tramo.

Quadro 6.8 – Cálculo do valor L/δ

L [m]	$\delta_{(LM71)}$ [mm]	ϕ_3	$\delta_{(\phi xLM71)}$ [mm]	$L/\delta_{(\phi xLM71)}$
16,5	3,3	1,289	4,2	3905
21,0	6,4	1,223	7,8	2682

Com efeito, observando a Figura 2.18 da norma, onde se representa a deflexão vertical máxima correspondente a uma aceleração vertical nas carruagens de $b_v = 1{,}0$ m/s^2, em função da velocidade de projeto, constata-se que a relação $L/\delta_{(\phi xLM71)}$, quer para o tramo de 16,5 m quer para o de 21,0 m, é folgadamente superior ao limite de conforto designado de Muito Bom, para a gama de velocidades abarcada pelo regulamento, abrangendo no máximo os 350 km/h.

No que toca aos valores alcançados através do método com interação entre o viaduto e o TGV, verifica-se, como mencionado anteriormente, que a aceleração máxima absoluta sentida pelo passageiro no comboio assume o valor de 0,97 m/s^2 para uma velocidade de 425 km/h. Neste sentido, dado que este resultado é inferior à aceleração vertical regulamentar de 1 m/s^2 estipulada para um nível de conforto Muito Bom, chega-se a uma conclusão idêntica à alcançada com a verificação simplificada. Contudo, é de notar que a margem entre a aceleração vertical máxima sentida no comboio e a regulamentar respeitante a um nível de conforto Muito Bom é extremamente curta, ao contrário do que fazia parecer a comparação entre a relação $L/\delta_{(\phi xLM71)}$ e o gráfico da norma.

6.3.4. Assinatura dinâmica do TGV vs Resultados numéricos

Perante a impossibilidade de realizar ensaios experimentais no viaduto Flyover de Alverca à passagem do TGV Duplo, e portanto face à inexistência de valores que possam de algum modo validar os resultados numéricos, optou-se por comparar a assinatura dinâmica do TGV Duplo com as frequências registadas nos dois tramos do viaduto após a aplicação do método com interação.

Para efetuar este confronto entre a assinatura dinâmica do TGV Duplo e o Flyover, escolheram-se as respostas temporais das acelerações registadas na laje superior para a secção a meio vão do tramo de 16,5 m e do tramo de 21,0 m, segundo as velocidades ressonantes de 315 km/h e 440 km/h, respetivamente.

Como se observa nos primeiros dois gráficos que se seguem (Figura 6.39 a)) é feita uma comparação entre as acelerações ao longo do tempo alcançadas aplicando uma metodologia de cargas móveis e o registo temporal obtido com interação ponte-comboio. Dado que estão a ser analisadas respostas durante um fenómeno de ressonância obtém-se um registo com uma frequência bem marcada onde se verificam perfeitamente as duas zonas da resposta correspondentes à passagem da parte regular dos dois comboios que formam o TGV Duplo. Por outro lado, para estas velocidades é claramente percetível que com interação as acelerações apresentam valores inferiores, sendo mais notário no tramo de 21,0 m.

Através do registo temporal encontrado com interação é realizado um autoespetro para cada tramo (Figura 6.39 b)), que reflete as frequências sentidas pela ponte à passagem do TGV Duplo, enfatizando as mais relevantes. De facto, analisando globalmente a figura encontram-se diferenças significativas na resposta dinâmica da estrutura em função da velocidade de circulação do TGV, que se revelam ainda mais nos seus conteúdos em frequência. Comparando os autoespetros dos registos temporais

com os da assinatura dinâmica do TGV (Figura 6.39 c)) verifica-se que a resposta em termos de frequência é dominada pela ação, dada a correspondência perfeita entre os picos presentes no autoespetro dos valores associados ao viaduto e os picos presentes na assinatura do comboio.

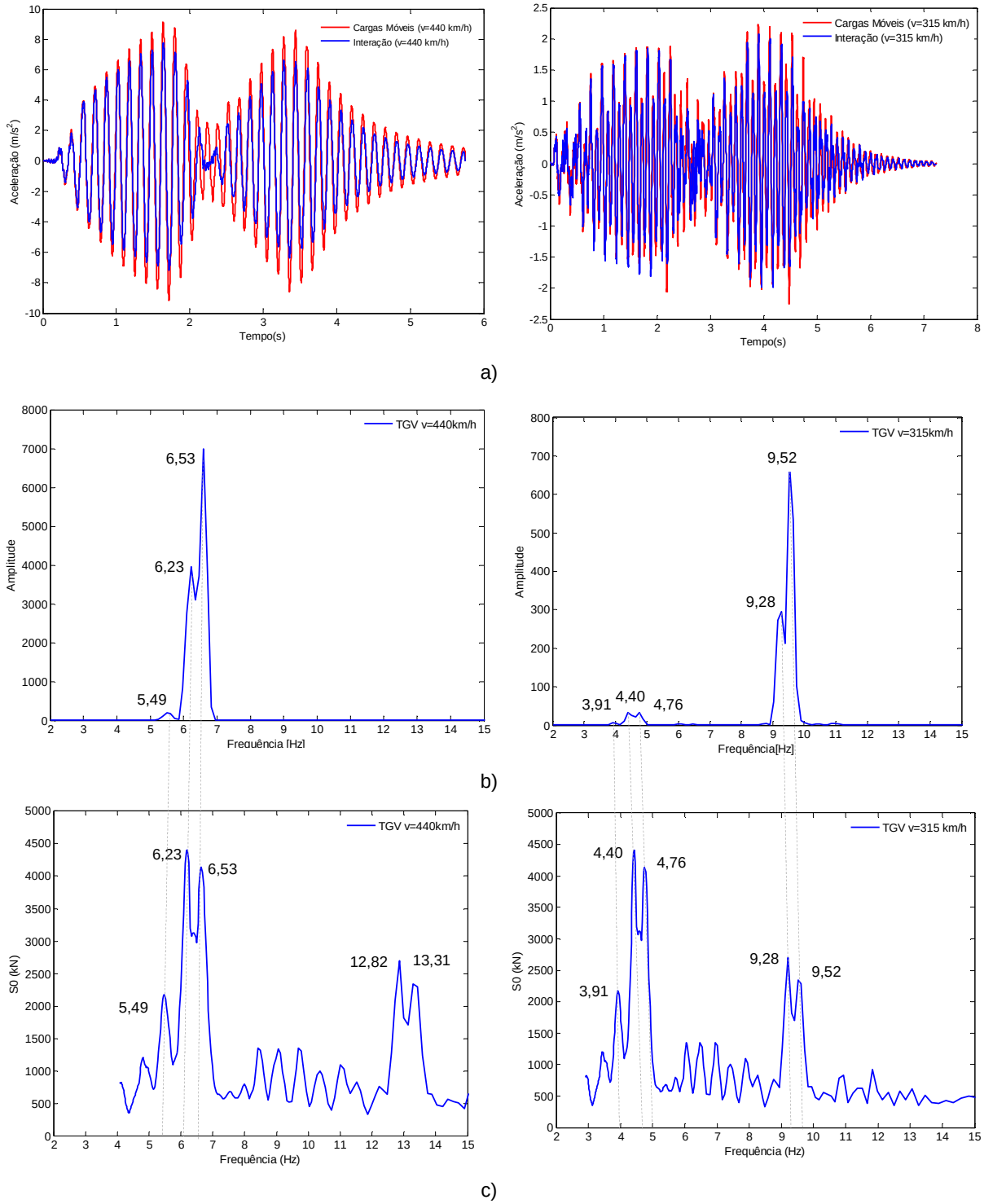


Figura 6.39 – Resposta dinâmica em acelerações na secção de meio vão da laje superior, para a passagem do TGV Duplo às velocidades de 440 km/h, para o tramo 21,0 m, e 315 km/h, para o tramo 16,5m: a) registos temporais, b) autoespetros, c) assinaturas dinâmicas

Todavia, perante uma situação de proximidade entre as frequências da ação e uma frequência natural da estrutura, ocorre uma amplificação dinâmica da resposta nessa frequência, que se traduz na hegemonia da sua amplitude em relação às restantes. Esta particularidade é evidente para os dois tramos. De facto, para a velocidade de 440 km/h, no tramo de 21,0 m, ocorre um pico de ação aos 6,53 Hz, frequência muito próxima da respeitante ao modo de vibração 1G (6,52 Hz), modo característico deste tramo. Adicionalmente, no tramo de 16,5 m, para a velocidade ressonante de 315 km/h, destaca-se um pico aos 9,52 Hz, que também se aproxima significativamente do modo de vibração 3G (9,57 Hz), modo fundamental do tramo em foco.

É de notar que, ao contrário do que acontece para a velocidade de 315 km/h, em que todos os principais picos presentes na assinatura do comboio parecem ter correspondência com os picos do autoespetro da resposta temporal, para a velocidade de 440 km/h o segundo duo de picos existente na assinatura dinâmica parece não ter correlação direta com o que ocorre nos registos temporais. Todavia, realizando um *zoom* do autoespetro, para amplitudes bastante mais baixas, como mostra a Figura 6.40, encontram-se duas pequenas elevações com os valores equivalentes aos que aparecem na assinatura do comboio.

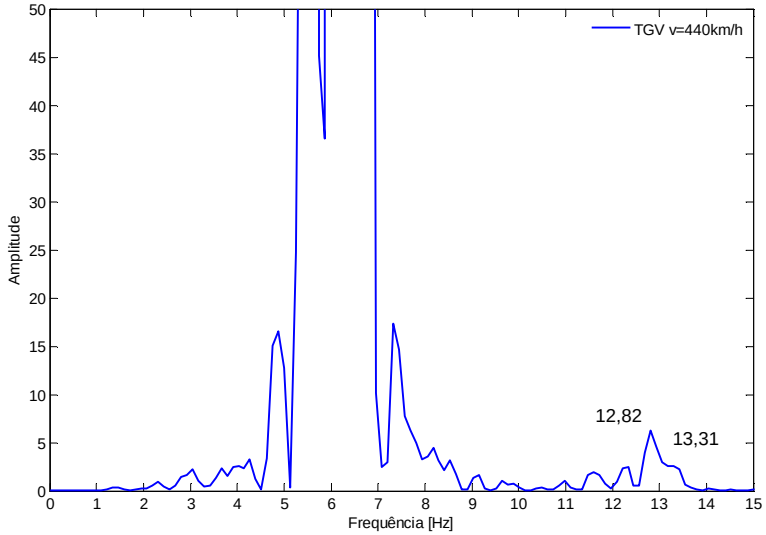


Figura 6.40 – Autoespetro na secção de meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m, para a circulação do TGV Duplo à velocidade de 440 km/h

6.3.5. INFLUÊNCIA DAS IRREGULARIDADES DA VIA

Como explicitado na secção 6.2.3, a consideração das irregularidades da via pode ser de grande relevância. Com o objetivo de comprovar tal afirmação realizou-se um estudo de sensibilidade através do qual se confrontaram os resultados numéricos com e sem irregularidades da via alcançados para o viaduto à passagem do TGV a diferentes velocidades. Seguindo o mesmo raciocínio, observaram-se as principais diferenças patentes na resposta desenvolvida no interior do comboio.

6.3.5.1 Análise da resposta do viaduto de Alverca

Relativamente aos resultados numéricos encontrados para o viaduto de Alverca à passagem do TGV optou-se por realizar inicialmente uma comparação, em termos de acelerações máximas absolutas em

função da velocidade, entre cargas móveis e interação ponte-comboio considerando irregularidades da via e interação com ausência das irregularidades. É de realçar que todos os resultados apresentados de seguida contemplam apenas a laje superior de cada tramo.

Observando a Figura 6.41, constata-se que no tramo de 16,5 m, para o pico ressonante evidente neste intervalo de velocidades, as acelerações obtidas com interação sem considerar as irregularidades da via assumem valores inferiores aos registados para cargas móveis e para interação com irregularidades. É merecedor de especial destaque o facto de o próprio pico ressonante se deslocar, deixando de ocorrer para os 315 km/h como acontece para o caso com irregularidades da via e passando a assumir o valor de 330 km/h, como em cargas móveis, sendo que a própria forma do gráfico para os resultados sem irregularidades é idêntica ao de cargas móveis, mas com valores de acelerações inferiores para a generalidade das velocidades. Por outro lado, para velocidades elevadas, as acelerações resultantes da interação sem irregularidades são superiores aos valores encontrados quando estas são tidas em conta.

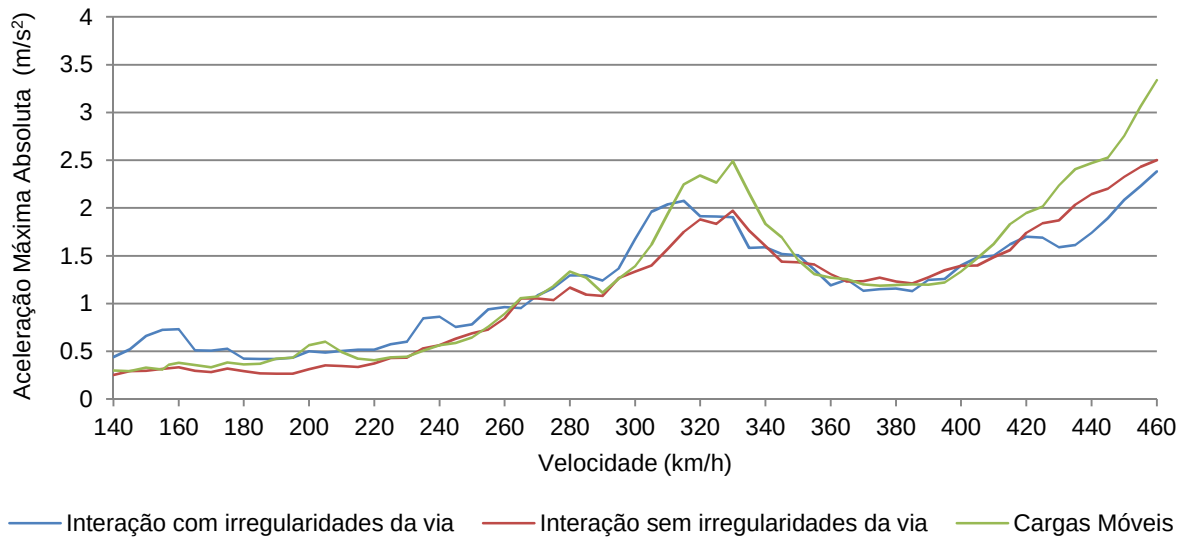


Figura 6.41 – Confronto entre as acelerações máximas absolutas obtidas para cargas móveis e com interação ponte-comboio considerando ou não irregularidades da via, a meio vão da laje superior do tramo de 16,5 m

Avaliando agora o registo temporal de acelerações (Figura 6.42) para a velocidade ressonante de 315 km/h, a meio vão do tramo de 16,5 m, verifica-se, tal como seria espectável após observar a Figura 6.41, que para esta velocidade as acelerações considerando irregularidades apresentam picos ligeiramente mais elevados do que os que se obtêm sem irregularidades da via. Todavia em termos de forma, o registo é praticamente coincidente.

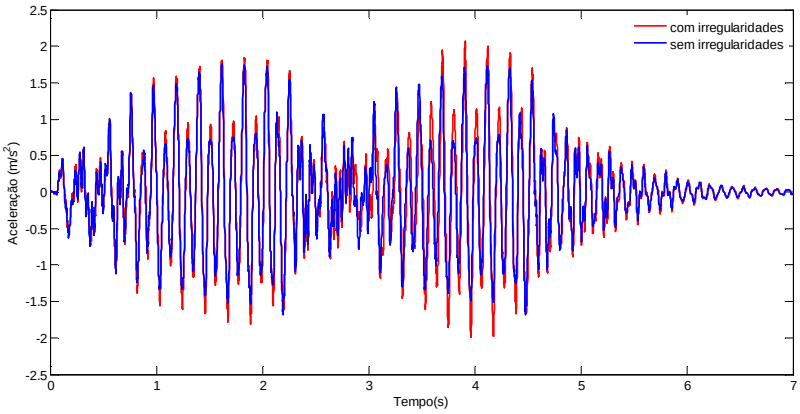


Figura 6.42 – Confronto entre os registos temporais das acelerações sentidas a meio vão da laje superior do tramo de 16,5 m à passagem do TGV a 315 km/h, considerando interação ponte-comboio, com e sem irregularidades da via

Seguindo o mesmo raciocínio comparativo para meio vão do tramo de 21,0 m (Figura 6.43), verificou-se que, em termos de evolução das acelerações máximas absolutas à medida que a velocidade aumenta, a diferença entre os resultados também vai aumentando, sendo que é aproximadamente a partir dos 400 km/h que se evidencia algum distanciamento. De facto, as cargas móveis apresentam indubitavelmente valores de aceleração superiores, enquanto não considerar as irregularidades da via conduz a resultados ligeiramente superiores à situação em que estas estão presentes. É de realçar que neste tramo o pico ressonante para a situação sem irregularidades mantém-se nos 440 km/h, coincidindo com o que acontece quando se realiza interação ponte-comboio admitindo as irregularidades da via.

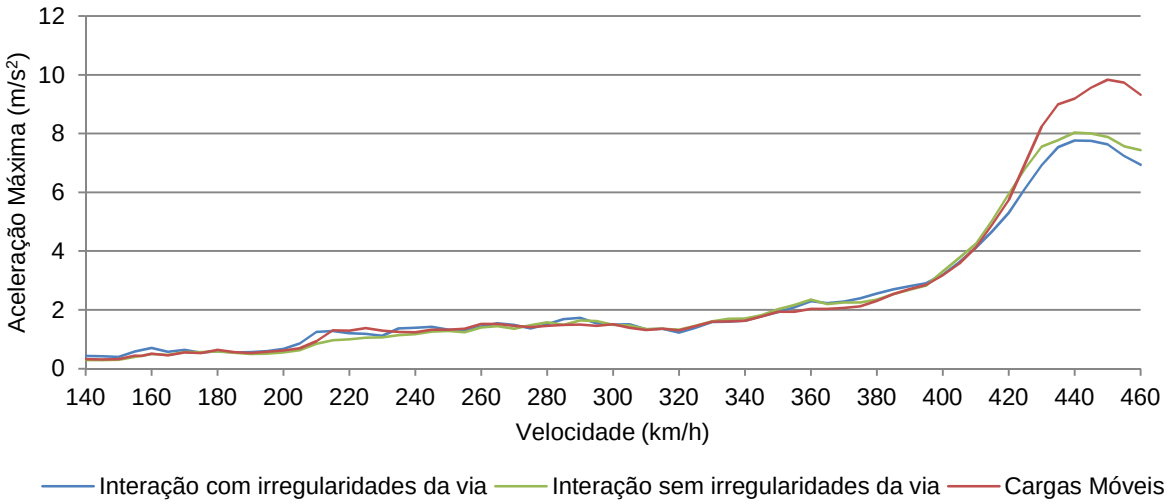


Figura 6.43 - Confronto entre as acelerações máximas absolutas obtidas para cargas móveis e com interação ponte-comboio considerando ou não irregularidades da via, a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m

Quanto às respostas temporais (Figura 6.44), para a velocidade ressonante de 440 km/h, a meio vão do tramo de 21,0 m, os resultados são praticamente coincidentes, verificando-se apenas algumas

discrepâncias nos picos das acelerações, sendo que para a velocidade em foco a interação sem irregularidades da via assume valores ligeiramente superiores.

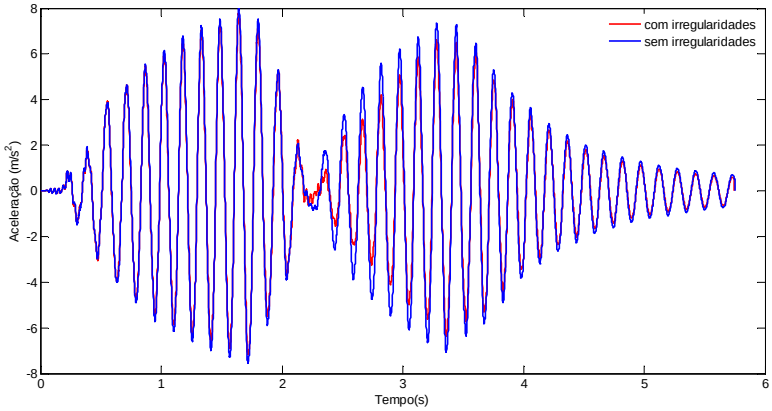


Figura 6.44 - Confronto entre os registos temporais das acelerações sentidas a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m à passagem do TGV a 440 km/h, considerando interação ponte-comboio com e sem irregularidades da via

No que se refere aos deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade, sentidos a meio vão do tramo de 16,5 m (Figura 6.45), verifica-se uma grande proximidade entre os resultados obtidos com e sem irregularidades da via, e por conseguinte um distanciamento dos valores de cargas móveis, para velocidades até aos 380 km/h, o que inclui o pico ressonante. Já para velocidades superiores, constata-se que as acelerações encontradas na ausência das irregularidades afastam-se, superiormente, das respetivas à interação com irregularidades.

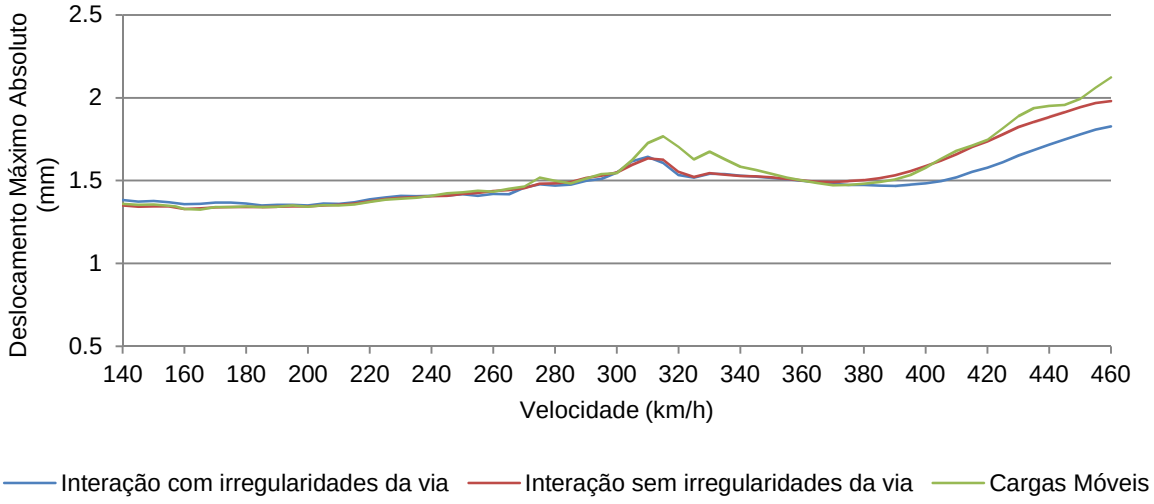


Figura 6.45 - Confronto entre os deslocamentos máximos absolutos alcançados para cargas móveis e com interação ponte-comboio considerando ou não irregularidades da via, a meio vão da laje superior do tramo de 16,5 m

Através da Figura 6.46 denota-se que para o meio vão do tramo de 21,0 m o que sucede em deslocamentos é similar ao que se verifica em acelerações. De facto, é a partir sensivelmente dos

400 km/h que a diferença entre cargas móveis e interação com e sem irregularidades começa a surgir, sendo que no pico ressonante as acelerações derivadas da ausência das irregularidades da via assumem valores intermédios entre os outros dois casos.

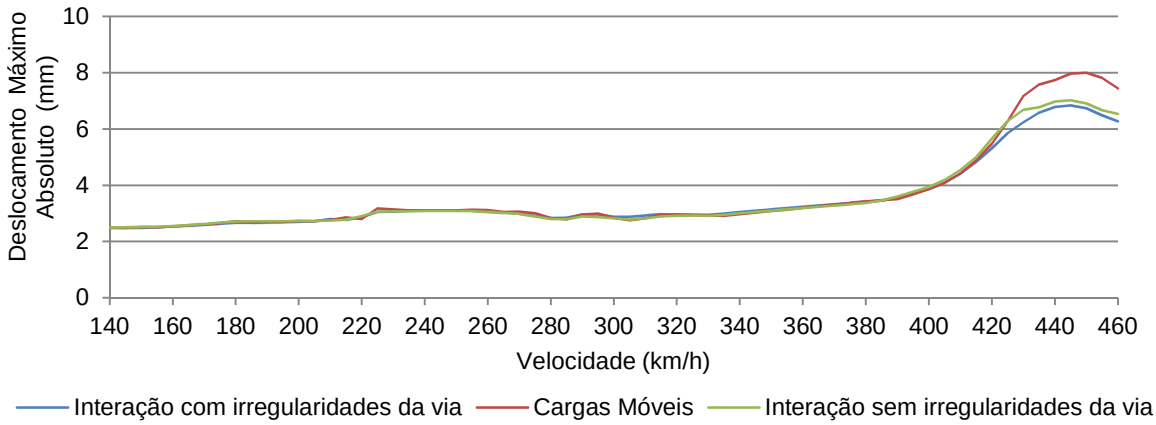


Figura 6.46 - Confronto entre os deslocamentos máximos absolutos alcançados para cargas móveis e com interação ponte-comboio considerando ou não irregularidades da via, a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m

6.3.5.2 Análise da resposta dinâmica do TGV

Relativamente aos resultados numéricos encontrados no interior do comboio articulado, a Figura 6.47 compara as acelerações máximas absolutas em função da velocidade nos casos com e sem irregularidades da via para o passageiro e a base do assento que sofrem uma maior solicitação. Por intermédio das comparações destes quatro gráficos constata-se que na ausência das irregularidades da via as acelerações são consideravelmente mais baixas tanto para a base do assento como para o passageiro. Neste sentido, no caso sem irregularidades da via o primeiro lugar da carruagem de transição final do primeiro comboio apresenta o seu pico aos 0,56 m/s^2 para uma velocidade de 430 km/h, contra os 0,97 m/s^2 aos 425 km/h sentidos considerando irregularidades da via. Relativamente à base do assento, o pico ocorre aos 0,38 m/s^2 também para 430 km/h, em ausência de irregularidades da via, sendo que quando estas estão presentes assume o valor de 0,67 m/s^2.

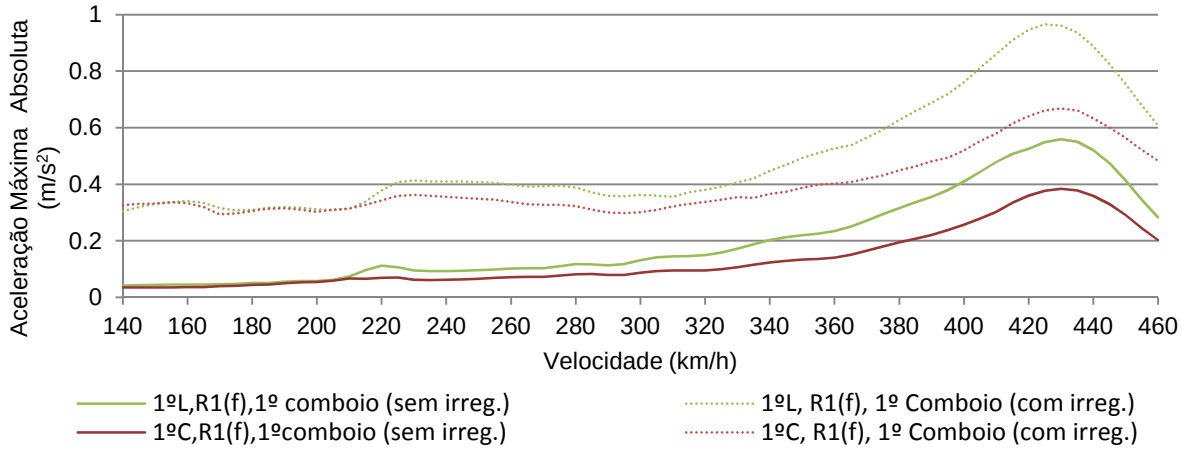
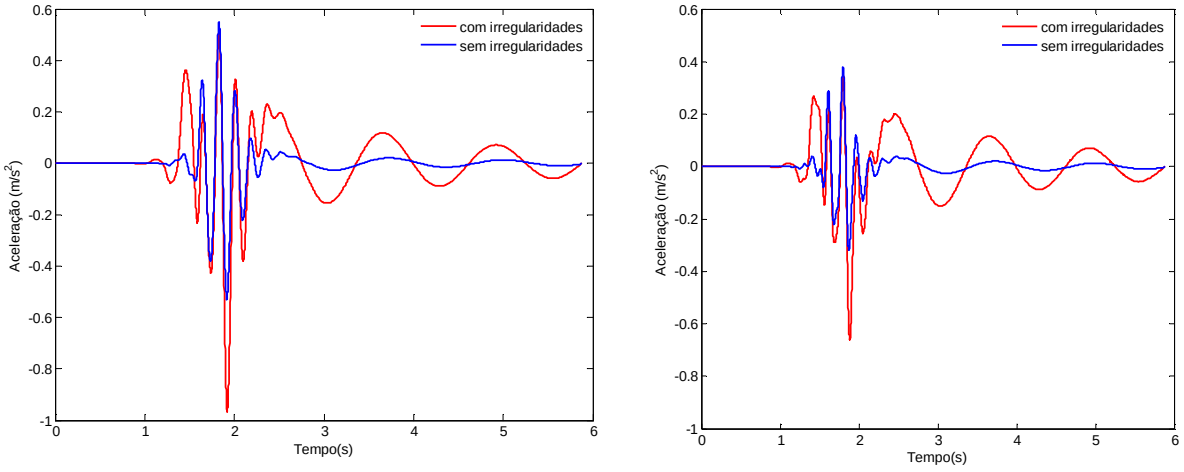


Figura 6.47 – Acelerações máximas absolutas, com e sem irregularidades da via, em função da velocidade, no passageiro e na base do assento mais solicitados

Confrontando agora os registos temporais em termos de acelerações para os mesmos locais do interior do comboio, com e sem irregularidades da via, depreende-se que os valores atingidos sem irregularidades da via, tanto para o passageiro como para a base do assento, são consideravelmente mais baixos sobretudo em duas situações, no pico principal do registo (pouco tempo antes dos dois segundos) e em vibração livre, visto que neste caso com irregularidades as acelerações são bastante mais pronunciadas, o que corrobora que o interior do comboio fica significativamente perturbado devido a esta condição da via-férrea.



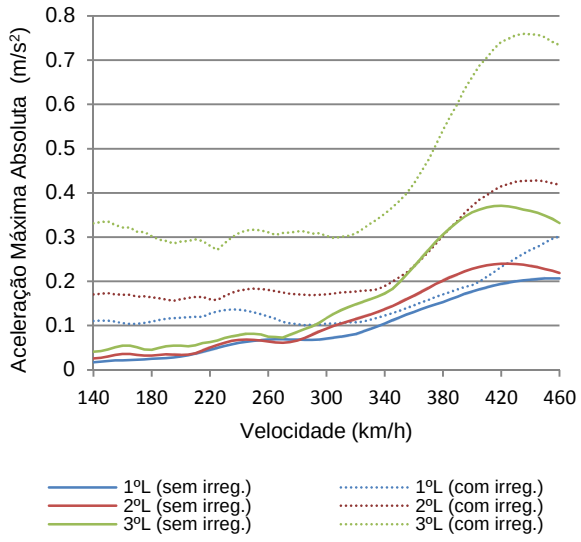
a) 1º L, R1(f), 1º Comboio

b) 1º C, R1(f), 1º Comboio

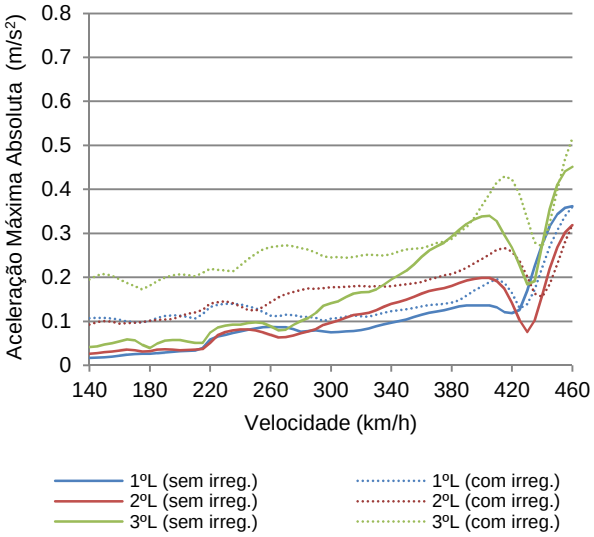
Figura 6.48 - Confronto entre os registos temporais de acelerações com e sem irregularidades da via, para o lugar do passageiro e a base do assento mais solicitados, quando o TGV circula à velocidade de 425 km/h

A Figura 6.49 permite observar de forma rápida e global o que ocorre em termos de acelerações máximas absolutas, com e sem irregularidades, nos três lugares de passageiros avaliados nas quatro carruagens de transição e nas quatro carruagens articuladas centrais do TGV. Com efeito, independentemente da carruagem, sem irregularidades da via as acelerações são sempre inferiores, sendo que existe uma maior proximidade de resultados entre os três lugares de cada carruagem, ao contrário do que ocorre considerando as irregularidades. Por outro lado, esta discrepância de valores entre a ausência ou não das irregularidades é consideravelmente menor para a carruagem de transição inicial do segundo comboio, carruagem esta que já tinha sido definida na secção 6.3.3 como aquela que apresenta resultados mais perturbados. Excetuando o valor das acelerações que é diferente, a verdade é que a evolução do gráfico com o aumento da velocidade em cada lugar de cada carruagem é praticamente a mesma com ou sem irregularidades, pelo que todas as observações e conclusões relevantes sobre este aspeto já foram mencionadas na secção relativa à análise da resposta dinâmica do TGV.

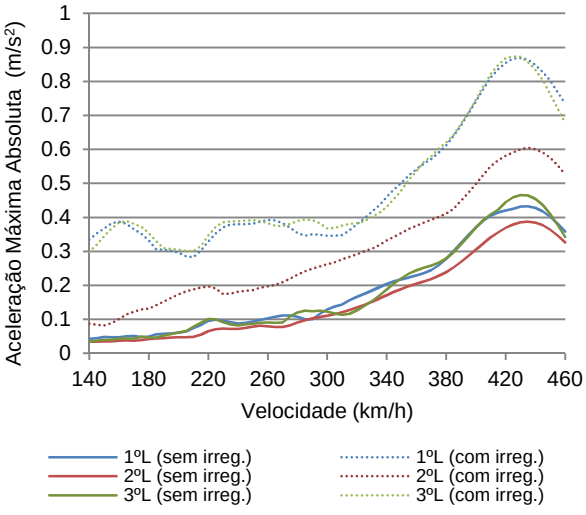
Destaca-se que os resultados e observações para os diferentes pontos da base do assento estudados ao longo do comboio são em tudo similares aos dos passageiros mas para valores de aceleração sempre menores, como se observa no Anexo A2.2.



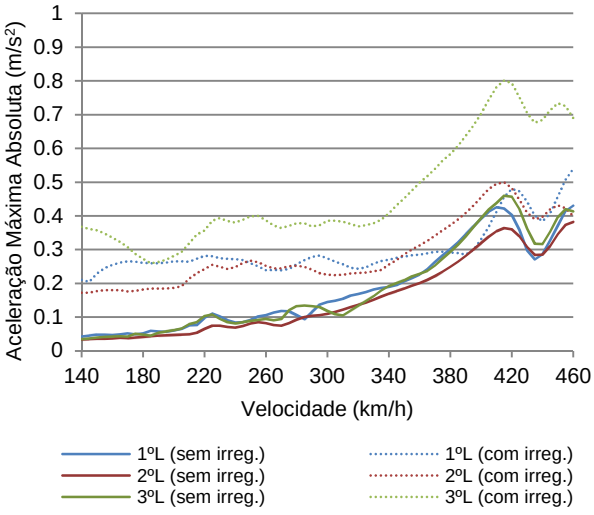
a) R1(i), 1º comboio



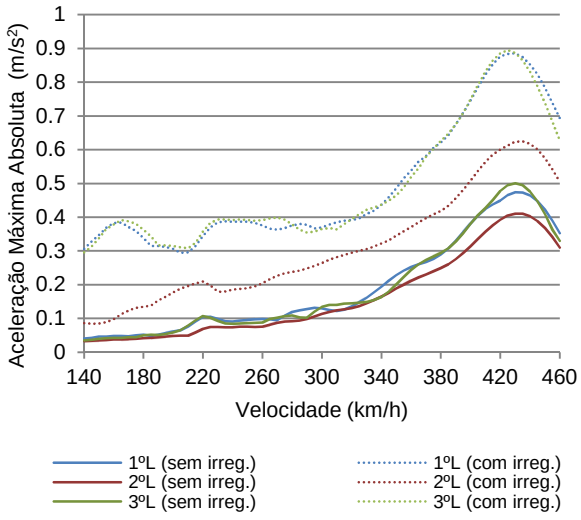
b) R1(i), 2º comboio



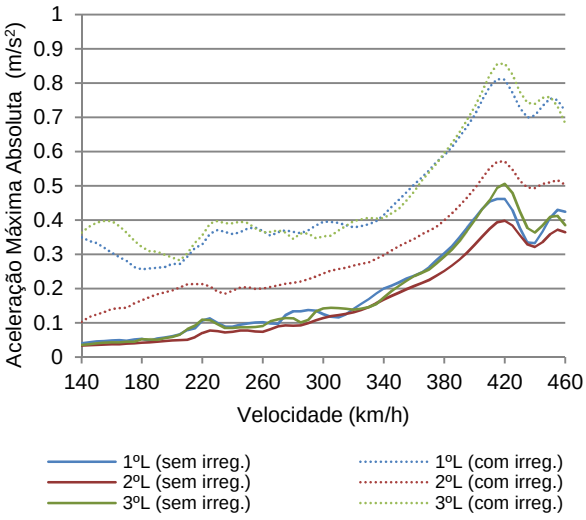
c) R4, 1º comboio



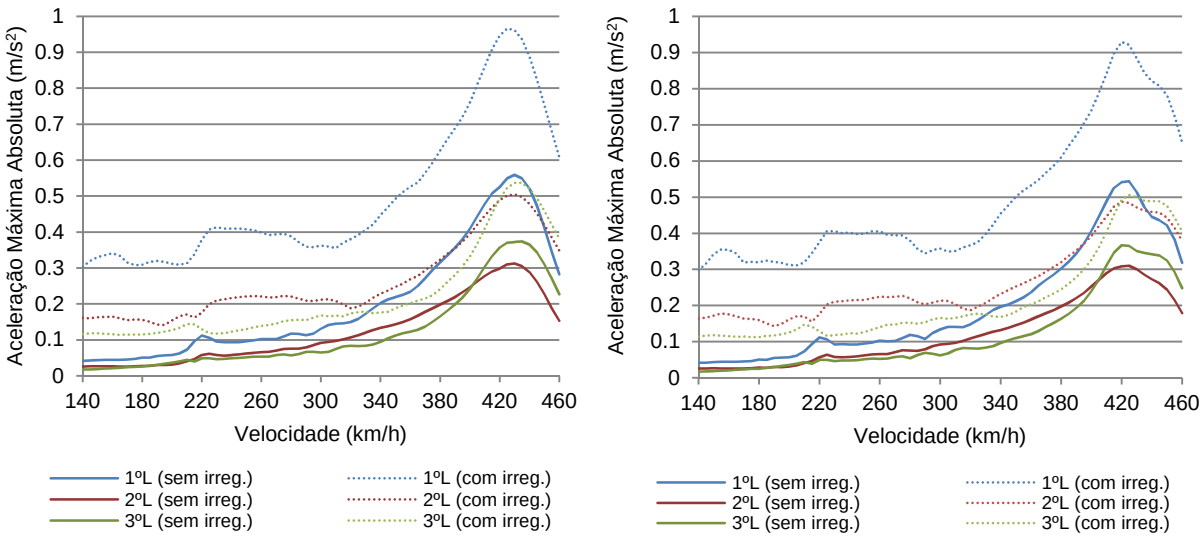
d) R4, 2º comboio



e) R5, 1º comboio



f) R5, 2º comboio



g) R1(f), 1º comboio

h) R1(f), 2º comboio

Figura 6.49 - Acelerações máximas absolutas do passageiro considerando ou não irregularidades da via, em função da velocidade

6.4. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO DE ALVERCA À PASSAGEM DO ALFA PENDULAR

O Alfa Pendular é o comboio que atualmente circula sobre o Flyover de Alverca, pelo que faz todo o sentido efetuarem-se algumas considerações acerca da forma como reage e influencia dinamicamente o viaduto em estudo.

Com efeito esta análise dinâmica do viaduto de Alverca à passagem do Alfa Pendular decorreu com recurso às mesmas metodologias que para o TGV Duplo, isto é, cargas móveis e interação ponte-comboio. Todavia é de realçar que a complexidade do modelo numérico utilizado para o Alfa Pendular conjugada com o número, também elevado, de graus de liberdade do viaduto conduziu a que o processo de cálculo efetuado pelo TBI, consoante a velocidade e o incremento de tempo (1 ms neste caso), se prolongasse até 24 h, com a agravante de serem necessários recursos computacionais com uma memória RAM superior a 20 GB. Neste sentido, e dada a descrição aprofundada e atenta realizada no âmbito do TGV Duplo, modelo criado desde o zero durante esta dissertação, restringiu-se a análise do Alfa Pendular aos aspetos de maior relevância.

É de destacar que todos os parâmetros descritos durante a secção 6.2 foram aplicados igualmente ao Alfa Pendular, desde as irregularidades, ao incremento de tempo, passando pelo amortecimento e pelo número de modos de vibração.

6.4.1. ANÁLISE DA RESPOSTA DO VIADUTO DE ALVERCA

De modo a enriquecer as conclusões e observações sobre o comportamento dinâmico do viaduto de Alverca abordou-se esta análise através de uma vertente comparativa entre o que acontece no viaduto quando o Alfa Pendular passa e o que muda se circular um TGV Duplo.

Denote-se que só foram realizadas análises com interação entre o viaduto de Alverca e o Alfa Pendular para a uma velocidade convencional de 185 km/h. Deste modo, todos os resultados de comparação

entre o Alfa e o TGV apresentados nesta secção obtiveram-se por intermédio da metodologia de cargas móveis.

Na Figura 6.50 está patente a evolução das acelerações máximas absolutas em função da velocidade para meio vão da laje superior do tramo de 16,5 m, num confronto entre o que ocorre com o Alfa Pendular e com o TGV Duplo, após aplicação do método de cargas móveis. Através de uma observação rápida depreende-se uma certa proximidade de resultados para as velocidades iniciais, sendo que a principal discrepância ocorre em termos de picos de ressonância. Na verdade, este pico para o Alfa Pendular ocorre, primeiro, à velocidade 300 km/h atingindo-se uma aceleração máxima absoluta de 2,0 m/s^2, enquanto no TGV Duplo o fenómeno ressonante acontece apenas aos 330 km/h alcançando-se uma aceleração ligeiramente superior, 2,5 m/s^2. Denota-se ainda que para velocidades superiores o TGV tem bastante mais influência sobre o tramo que o Alfa Pendular.

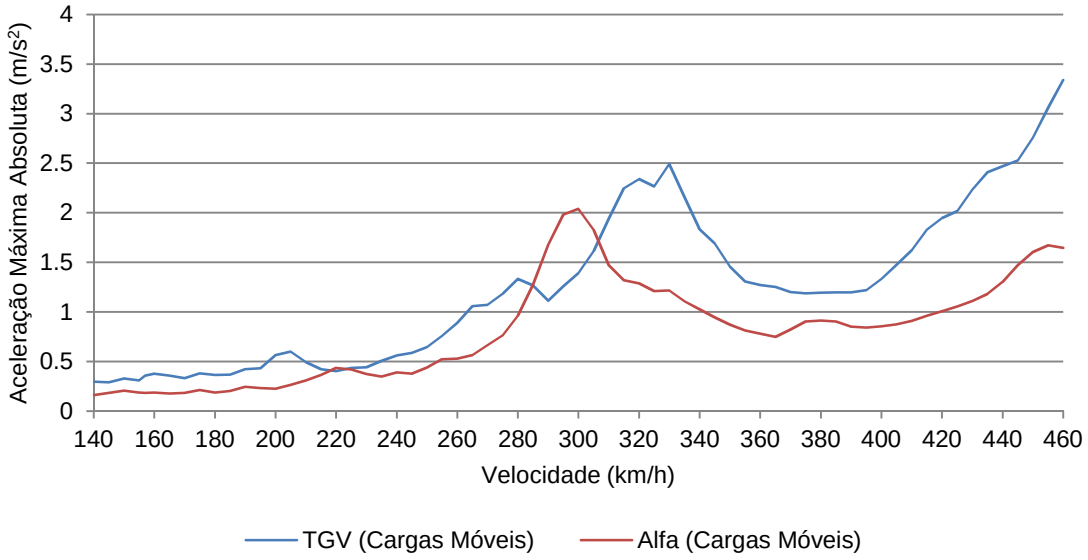


Figura 6.50 – Acelerações máximas absolutas em função da velocidade para os comboios TGV Duplo e Alfa Pendular, a meio vão da laje superior do tramo de 16,5 m

Quanto ao tramo de 21,0 m, como se visualiza na Figura 6.51, as diferenças entre o Alfa Pendular e o TGV Duplo acentuam-se sobretudo para velocidades superiores. Sensivelmente a partir dos 400 km/h as acelerações máximas absolutas do TGV iniciam uma subida de declive acentuado, já o Alfa Pendular demonstra uma evolução que parece ser independente da velocidade, mantendo um registo quase linear. Na verdade, enquanto o Alfa Pendular nem apresenta um pico de ressonância, para o TGV este ocorre aos 450 km/h, altura em que os efeitos induzidos pelo TGV são mais notórios, de tal modo que a diferença relativa entre as acelerações provocadas pelos dois comboios é de aproximadamente 7 m/s^2. Este distanciamento tão pronunciado dos resultados pode ser explicado em parte pela diferença de comprimentos dos comboios, visto que o TGV tem 400 m de comprimento, enquanto que o Alfa Pendular tem um comprimento de apenas 150 m. Deste modo, para velocidades superiores, o aumento em mais do dobro das cargas introduzidas na ponte conduz a uma ressonância que faz disparar as acelerações e consequentemente a flecha do tramo (Figura 6.53).

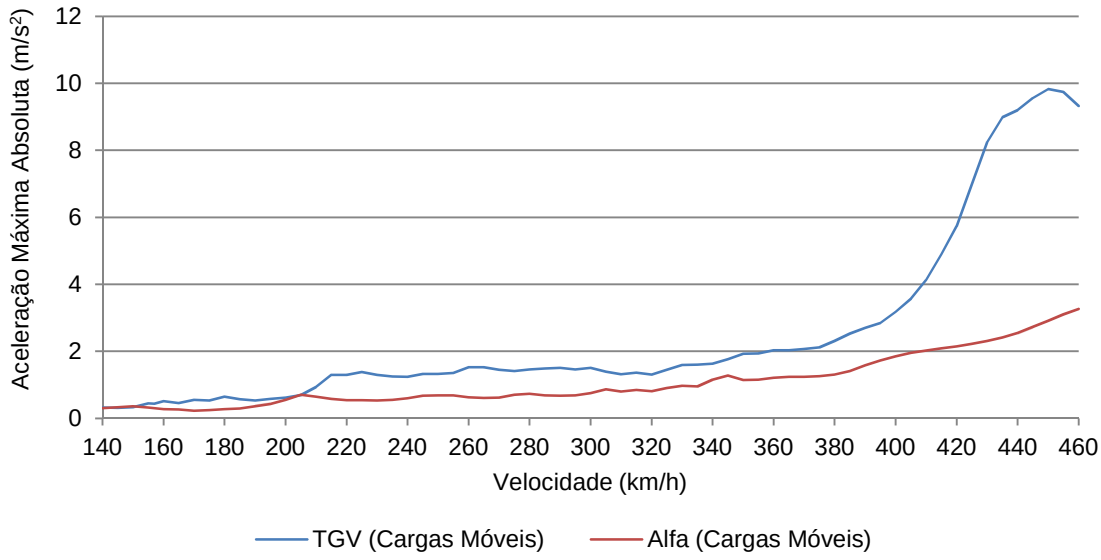


Figura 6.51 - Acelerações máximas absolutas em função da velocidade para os comboios TGV Duplo e Alfa Pendular, a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m

Analisando a Figura 6.52 e a Figura 6.53 constata-se que as observações a realizar para os deslocamentos máximos absolutos de cada um dos tramos são bastante similares às efetuadas para as acelerações. Com efeito, em ambos os casos a envolvente máxima corresponde ao TGV Duplo, evidenciando-se diferenças mais ou menos acentuadas em determinadas gamas de velocidades.

No caso do tramo de 16,5 m, verifica-se que a diferença entre os resultados dos dois comboios é mais acentuada para velocidades mais elevadas, na medida em que o TGV provoca cerca de 2,1 mm de deslocamento contra apenas 1,3 mm evidenciados para o Alfa Pendular, para uma velocidade de circulação de 460 km/h. Em correspondência com a velocidade ressonante característica de cada comboio destaca-se um ligeiro pico, mais evidente para o Alfa Pendular.

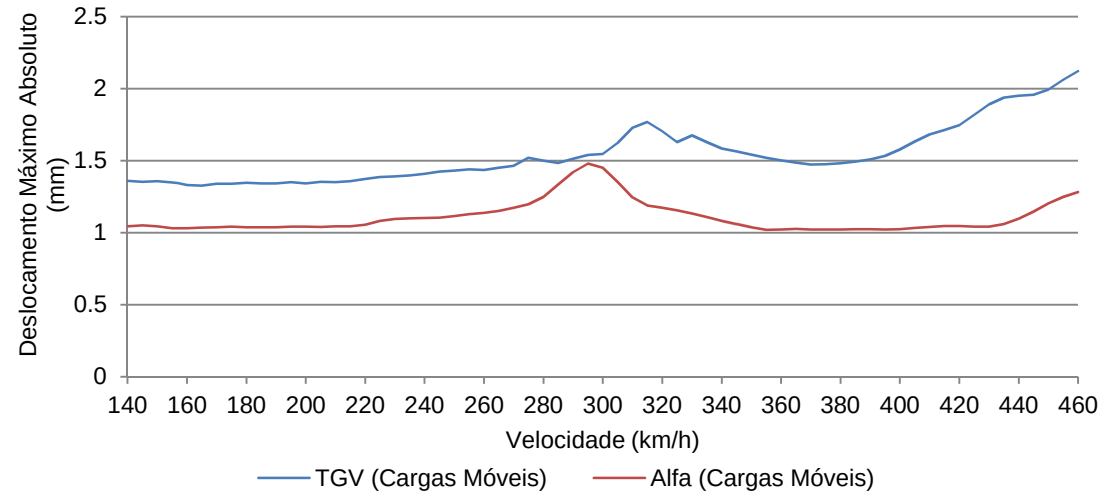


Figura 6.52 - Deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade para os comboios TGV Duplo e Alfa Pendular, a meio vão da laje superior do tramo de 16,5 m

No que se refere aos deslocamentos provocados no tramo de 21,0 m (Figura 6.53), a situação também ocorre em concordância com o que acontece para as acelerações, na medida em que a evolução registada ao longo das velocidades à passagem do Alfa não varia de forma significativa. De facto, aos 140 km/h verifica-se um deslocamento máximo absoluto de aproximadamente 2,0 mm, e, um incremento de 320 km/h conduz apenas a um aumento relativo da flecha de 1,5 mm. No entanto, para o TGV Duplo evidencia-se um pico de aproximadamente 7,0 mm em correspondência com a velocidade ressonante de 450 km/h, quando para uma velocidade de 140 km/h a flecha registada a meio vão foi de 2,5 mm.

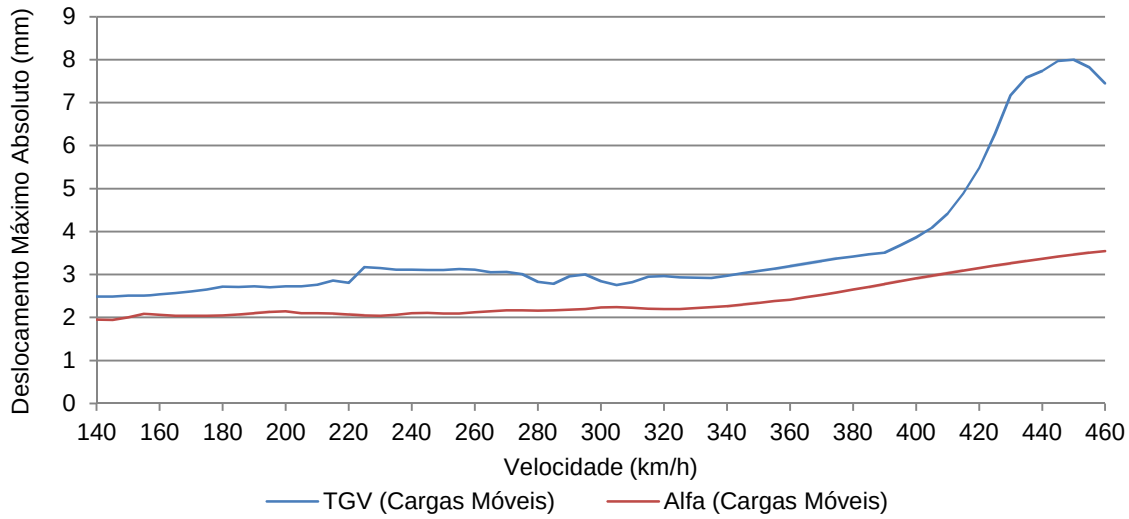


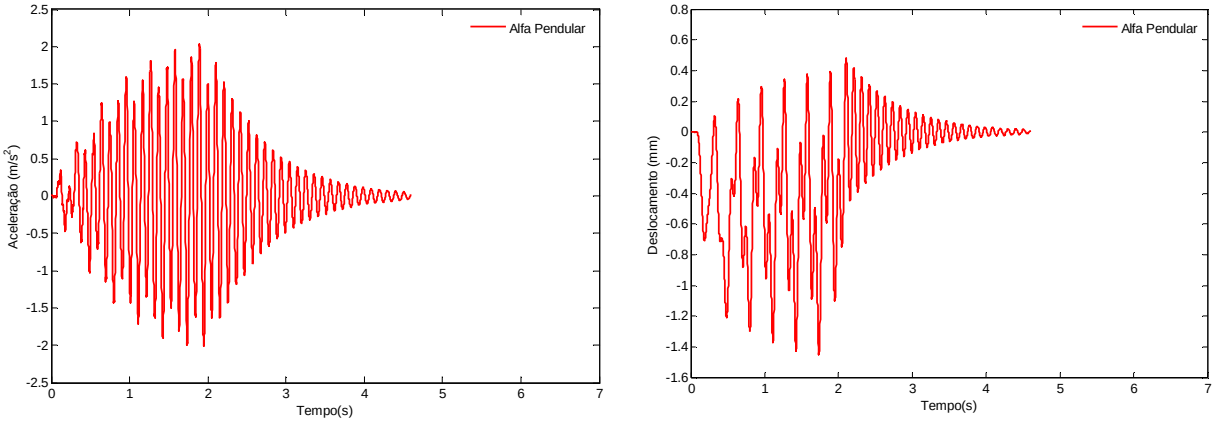
Figura 6.53 - Deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade para os comboios TGV Duplo e Alfa Pendular, a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m

Avaliada a perspetiva global do que ocorre no confronto entre o Alfa e o TGV a meio vão de cada tramo, em termos de acelerações máximas absolutas e deslocamentos máximos absolutos com o aumento da velocidade, recorre-se aos registos temporais de modo a analisar o que acontece durante a passagem de cada comboio sobre o viaduto, para velocidades específicas. Neste sentido, selecionaram-se três velocidades como as mais interessantes, nomeadamente, os 300 km/h, por corresponder à velocidade ressonante do tramo de 16,5 m para a passagem do Alfa Pendular, os 330 km/h, característicos do fenómeno ressonante do tramo de 16,5 m para a passagem do TGV Duplo e, finalmente, os 450 km/h, em concordância com o pico ressonante do tramo de 21,0 m à passagem do TGV, visto que para o Alfa Pendular neste tramo não se visualiza qualquer ressonância para o intervalo de velocidades em estudo.

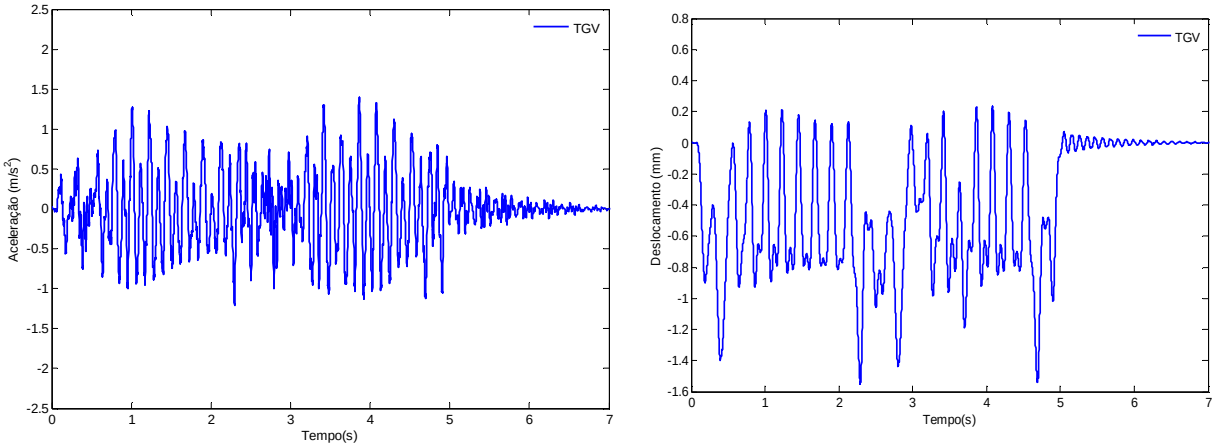
Observando qualquer um dos conjuntos de figuras apresentados de seguida, é imediata a principal diferença entre os registos temporais do TGV Duplo e do Alfa Pendular. De facto, tanto em termos de acelerações como em deslocamentos, o TGV Duplo provoca duas fortes incidências sobre a ponte durante a sua passagem, situação diretamente relacionada com a sua composição envolvendo dois comboios, sendo que a primeira parte do registo é consequência da passagem do comboio frontal e, por conseguinte, a segunda parte deriva do comboio traseiro. Por seu lado, o Alfa Pendular apresenta uma tipologia convencional com seis carruagens interligadas por bogies independentes e, portanto, o efeito provocado sobre a ponte ocorre em harmónico. Seguindo um raciocínio similar é percetível o porquê dos registos temporais para o TGV Duplo ocorrerem aproximadamente para o dobro do tempo

em relação ao Alfa Pendular, visto o TGV apresentar mais do dobro do comprimento do comboio português.

Em particular para o tramo de 16,5 m (Figura 6.54 e Figura 6.55) denota-se que com a mudança dos 300 km/h para os 330 km/h altera-se o comboio com registos mais gravosos, como seria de esperar após observação da Figura 6.50 e dada a escolha criteriosa destas duas velocidades. Efetivamente, na Figura 6.54 a velocidade avaliada corresponde ao fenómeno ressonante derivado da passagem do Alfa Pendular e, portanto, o registo em termos de acelerações deste comboio surge bastante bem definido e assume os valores mais desfavoráveis. Em termos de deslocamentos, a diferença entre os dois comboios não é tão notória, pois apesar de um registo pronunciado não é o Alfa que evidencia os picos mais elevados, corroborando o anteriormente observado na Figura 6.52. Por sua vez, na Figura 6.55, para a velocidade ressonante característica da passagem do TGV neste tramo, os 330 km/h, o cenário inverte-se, passando agora o TGV a exibir valores em termos de acelerações e deslocamentos bastante mais elevados que o Alfa Pendular.

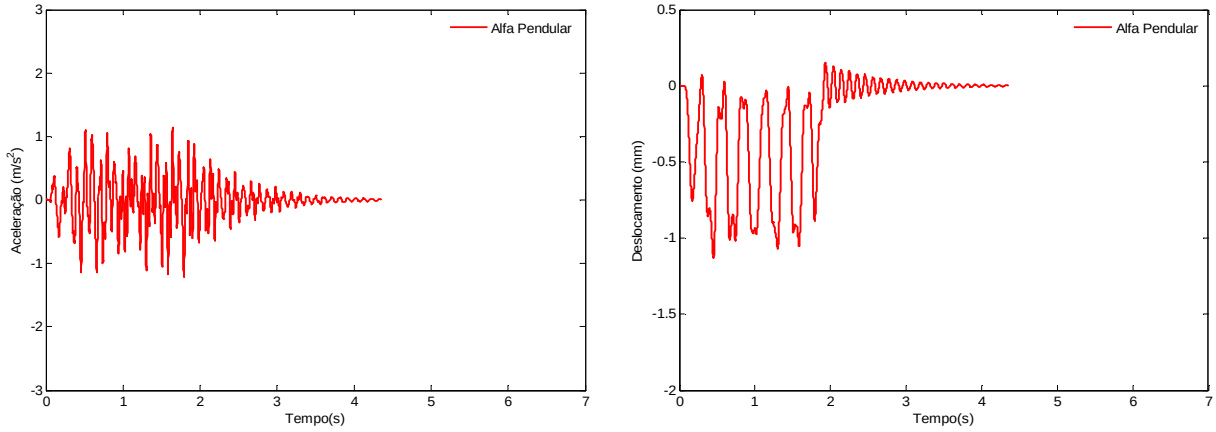


a)

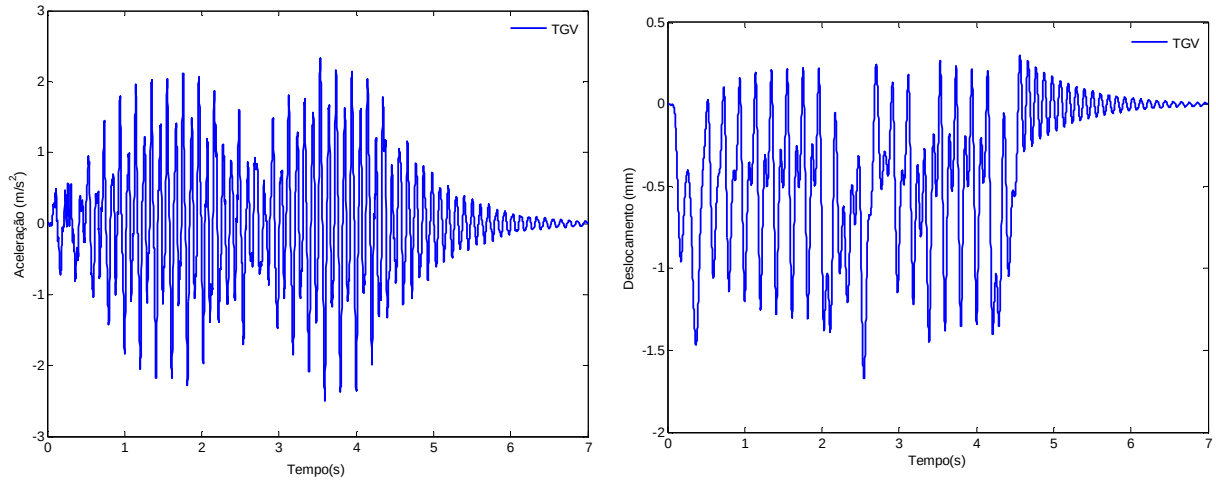


b)

Figura 6.54 – Registos temporais para meio vão do tramo de 16,5 m para a velocidade de 300 km/h: a) acelerações e deslocamentos à passagem do Alfa Pendular, b) acelerações e deslocamentos à passagem do TGV Duplo



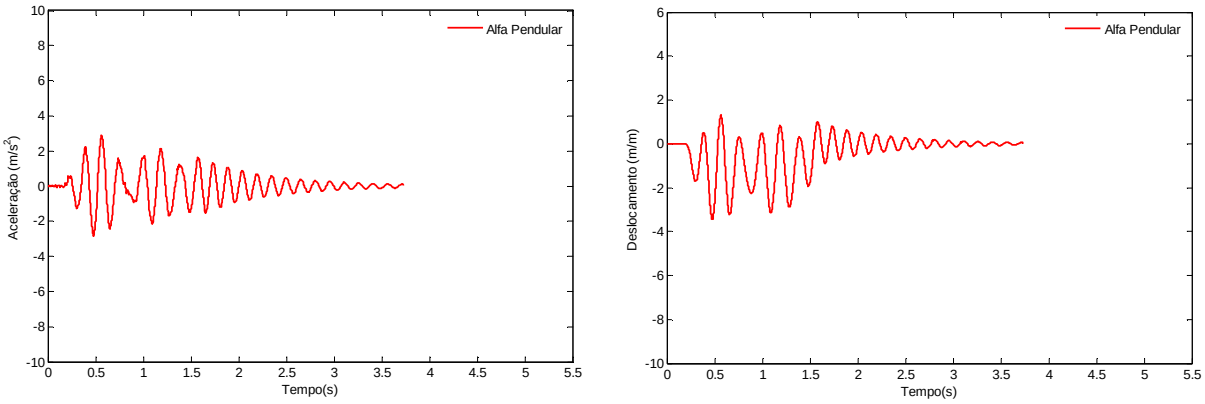
a)



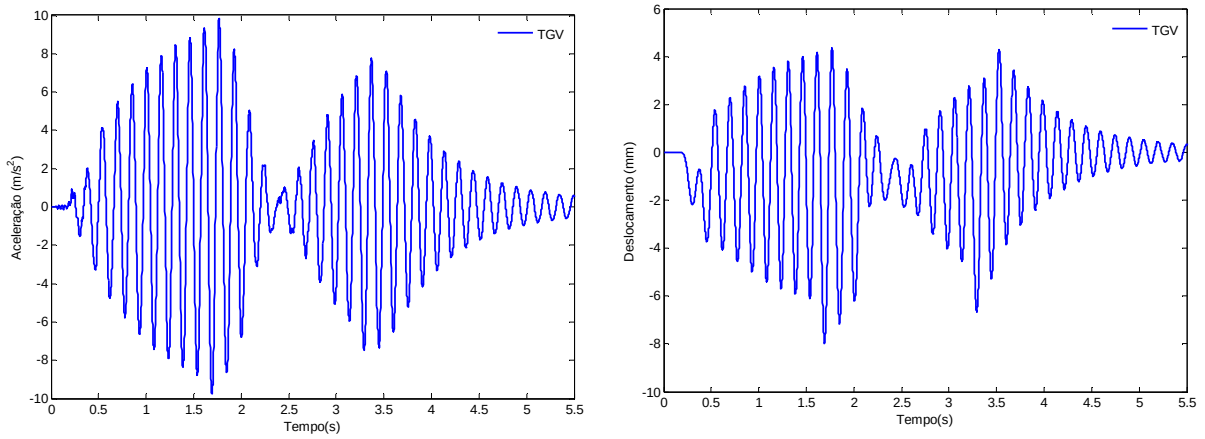
b)

Figura 6.55 - Registos temporais para meio vão do tramo de 16,5 m para a velocidade de 330 km/h: a) acelerações e deslocamentos à passagem do Alfa Pendular, b) acelerações e deslocamentos à passagem do TGV Duplo

No tramo de 21,0 m, Figura 6.56, para a velocidade ressonante de 450 km/h à passagem do TGV Duplo, é clara a preponderância dos resultados provocados por este comboio em comparação com os do Alfa Pendular. É ainda evidente que a forma como se desenrola o registo temporal para o Alfa Pendular neste tramo não se assemelha em nada ao que ocorre no tramo de 16,5 m, possivelmente não só devido à diferenciação das condições fronteiras, mas essencialmente por não se tratar de um fenómeno de ressonância provocado por este comboio, nem sequer estar próximo de tal acontecer. Em contrapartida, para este caso, a circulação do TGV sobre o viaduto conduz a um registo claro de ressonância que se evidencia tanto nas acelerações como nos deslocamentos.



a)

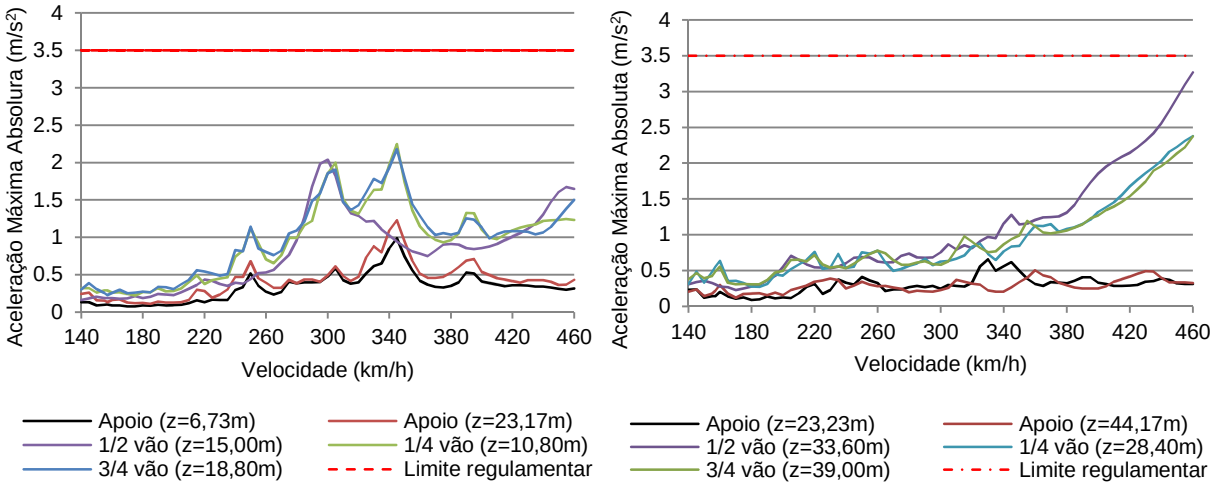


b)

Figura 6.56 - Registos temporais para meio vão do tramo de 21,0 m para a velocidade de 450 km/h: a) acelerações e deslocamentos à passagem do Alfa Pendular, b) acelerações e deslocamentos à passagem do TGV Duplo

A Figura 6.57 contempla a avaliação de vários pontos distribuídos longitudinalmente ao longo do tabuleiro, segundo a coordenada x = 0 m (Figura 6.1 a) e b)), para os resultados das análises dinâmicas do viaduto após passagem do Alfa Pendular. Com efeito, é possível observar que para a laje superior as menores acelerações localizam-se claramente junto aos apoios. Especificamente, no tramo de 21,0 m, a partir dos 370 km/h é notável um incremento das acelerações a ½, ¼ e ¾ do vão principal, sendo que os valores mais elevados pertencem sempre à secção de meio vão do tramo. Relativamente ao tramo de 16,5 m esta distinção não é tão clara, na medida em que as acelerações máximas absolutas com valores superiores apresentam picos tanto para a velocidade ressonante de 300 km/h a meio vão, como para a velocidade de 345 km/h a ¼ e ¾ do vão.

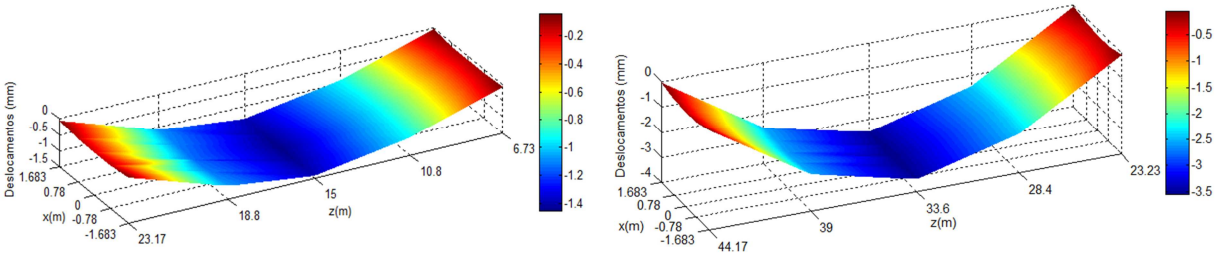
No que à segurança da via diz respeito, é percetível que o limite de 3,5 m/s^2 estipulado na norma nunca é ultrapassado, independentemente da velocidade do Alfa Pendular e do tramo em questão. Ao contrário do que se observou à passagem do TGV Duplo, em que para velocidades elevadas o tramo de 21,0 m não respeitava esta condição regulamentar.



a) Tramo 16,5 m b) Tramo de 21,0 m

Figura 6.57 - Acelerações máximas em diversos nós distribuídos longitudinalmente ao longo da laje superior, para a passagem do comboio Alfa Pendular

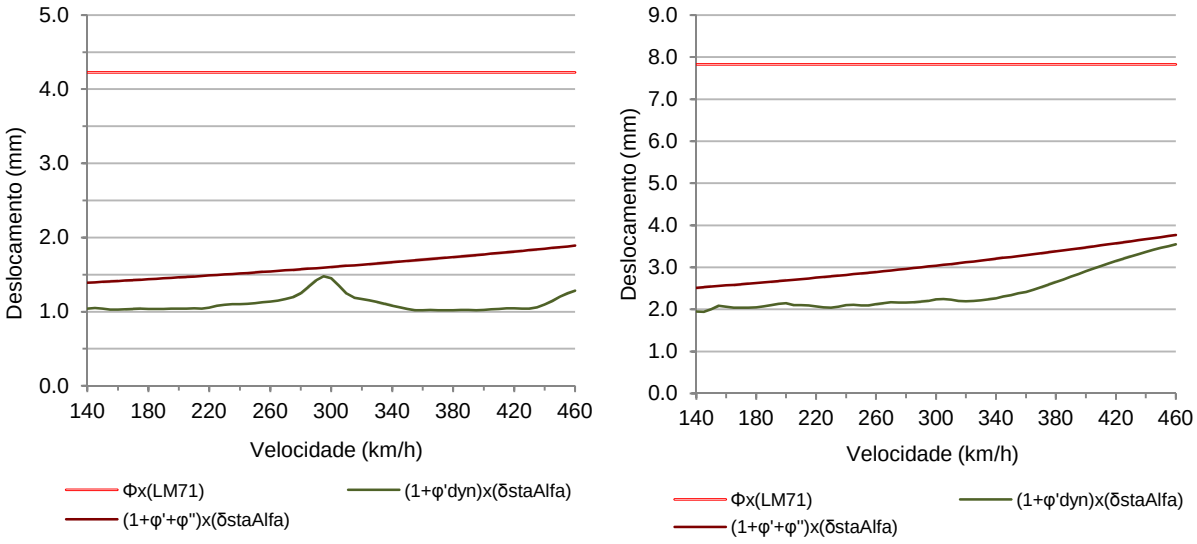
Em termos de deslocamentos máximos, são representados na Figura 6.58 os gráficos de superfície característicos de cada tramo para a circulação do Alfa Pendular à velocidade ressonante de 300 km/h na laje superior do tramo de 16,5 m, e à velocidade de 460 km/h no tramo de 21,0 m. Verifica-se assim que os deslocamentos máximos absolutos mais elevados ocorrem a meio vão e o seu valor vai diminuindo progressivamente até aos apoios, para os dois tramos em estudo.



a) Tramo 16,5 m b) Tramo 21,0 m

Figura 6.58 – Gráfico de superfície em termos de deslocamentos máximos da laje superior, para a passagem do Alfa Pendular à velocidade de 300 km/h, para o tramo 16,5 m, e a 460 km/h, para o tramo de 21,0 m

Relativamente à verificação de segurança estrutural, foram considerados os parâmetros especificados na secção 6.3.2 e indicados no Quadro 6.6 e no Quadro 6.7. Avaliando a Figura 6.59, constata-se mais uma vez, tal como para o caso do TGV Duplo, que o modelo de cargas LM71 majorado pelo coeficiente ϕ_3 gera valores significativamente mais elevados que os obtidos para a passagem do comboio Alfa Pendular. Em ambos os tramos constata-se que os valores resultantes das análises dinâmicas ficam sempre abaixo dos da resposta estática majorada pelo fator de amplificação dinâmica $(1+\varphi'+\varphi'')$.



a)Tramo 16,5 m b) Tramo 21,0 m

Figura 6.59 - Verificação regulamentar em termos de segurança estrutural para a laje superior, a meio vão de cada tramo, à passagem do Alfa Pendular

Como foi mencionado no início desta secção foi realizada uma análise com interação entre o viaduto de Alverca e o Alfa Pendular para a velocidade convencional de 185 km/h. Neste sentido, através da Figura 6.60 é realizada uma comparação entre os registos temporais de acelerações obtidos com interação ponte-comboio e com cargas móveis para meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m. Com efeito, é possível visualizar que apesar de existir uma certa concordância em termos de picos principais, a verdade é que a resposta com interação assume uma forma bastante mais irregular. Esta diferença deriva do facto de que quando se inclui na análise as irregularidades da via são incluídas na resposta frequências mais elevadas. Quanto aos deslocamentos (Figura 6.61) é possível constatar que existe uma maior proximidade de resultados entre o modelo de cargas móveis e o com interação ponte-comboio.

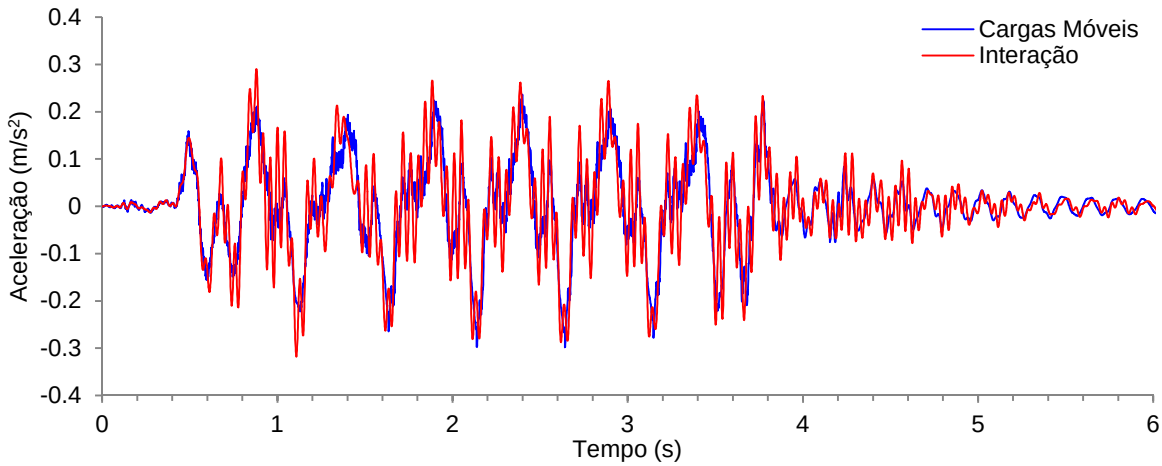


Figura 6.60 – Acelerações ao longo do tempo a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m, à passagem do Alfa Pendular a 185 km/h

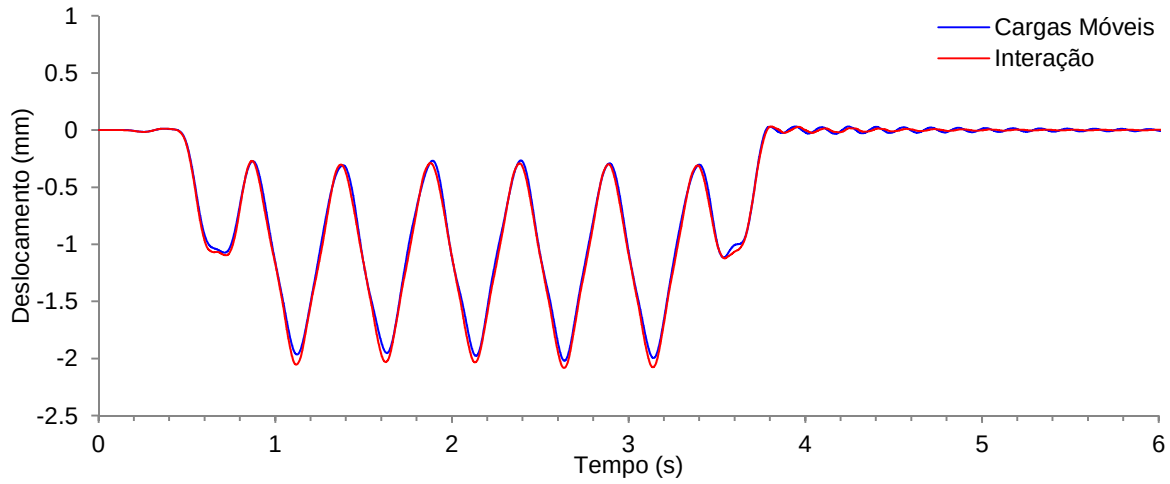


Figura 6.61 – Deslocamentos ao longo do tempo a meio vão da laje superior do tramo de 21,0 m, à passagem do Alfa Pendular a 185 km/h

6.4.2. Análise da resposta dinâmica do Alfa Pendular para a velocidade de 185 km/h

Em similitude com o realizado para o TGV Duplo, recorreu-se aos resultados temporais em acelerações obtidos no interior do Alfa Pendular, nomeadamente nos lugares indicados na secção 6.2.1.2, de modo a avaliar adequadamente o nível de conforto dos passageiros, à velocidade de 185 km/h.

Com efeito, observando a Figura 6.62 depreende-se que para a mesma velocidade a forma gráfica para cada lugar não varia à medida que se vai avançando nas carruagens. De facto, o modelo numérico criado teve por base apenas o veículo BBN pelo que as restantes cinco carruagens são uma reprodução deste, para além disso, o Alfa Pendular é um comboio convencional pelo que a ligação entre todas as carruagens é executada da mesma forma, com veículos independentes. Neste sentido, perante a equidade de características geométricas e mecânicas entre todas as carruagens é compreensível que a evolução dos registos para o mesmo lugar de cada veículo seja idêntica, incluindo os picos de acelerações. As principais diferenças prendem-se assim com a variabilidade das respostas entre lugares e o espaço temporal em que se iniciam os registos entre carruagens. Naturalmente, à medida que o comboio inicia o seu percurso sobre a ponte, as carruagens começam a ser solicitadas por ordem de entrada, daí os registos para o Bloco 6 começarem quase 3 segundos após os do Bloco 1. Por outro lado, no interior de cada carruagem os lugares mais solicitados são o primeiro e o último, apresentando respostas espelhadas e picos máximos de aceleração aos 0,6 m/s^2. Quanto aos lugares centrais, a evolução das acelerações ocorre de forma quase coincidente, registando picos na ordem dos 0,2 m/s^2.

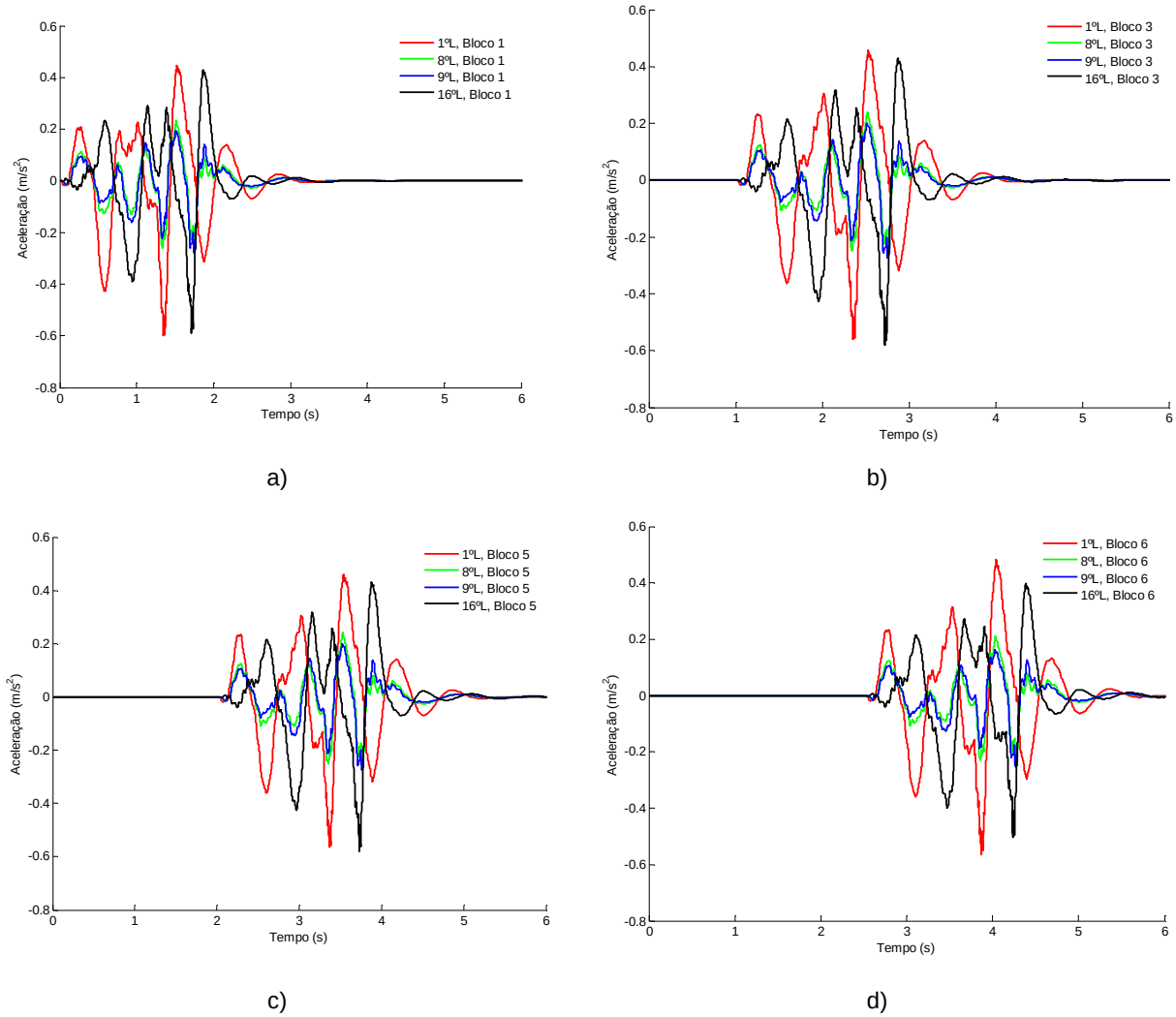


Figura 6.62 - Acelerações ao longo do tempo nos quatro lugares avaliados em cada uma das quatro carruagens em estudo, para a circulação do Alfa Pendular à velocidade de 185 km/h

Avaliando o nível do conforto dos passageiros para a circulação do Alfa Pendular à velocidade de 185 km/h constata-se que se situa num patamar equivalente a Muito Bom, na medida em que a aceleração máxima absoluta registada é 0,6 m/s^2, para o primeiro e o último lugar de cada carruagem, revelando-se inferior ao 1 m/s^2 estipulado na norma. Este é um resultado importante pois exprime que uma das velocidades em que normalmente o Alfa Pendular circula sobre o viaduto de Alverca apesenta um conforto adequado à necessidade dos passageiros.

7
CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES GERAIS

Esta dissertação evoluiu no sentido de estudar o comportamento dinâmico do viaduto de Alverca à passagem do TGV e do Alfa Pendular, por intermédio da aplicação de uma metodologia que envolve a interação ponte-comboio e que possibilitou inclusive a avaliação das respostas dinâmicas no interior dos veículos.

Tendo por base o modelo numérico do viaduto criado num trabalho anterior, realizou-se a modelação de um comboio de alta velocidade, o TGV Duplo de 20 carruagens, com recurso à linguagem APDL (ANSYS *Parametric Design Language*). Esta modelação tridimensional foi desenvolvida através de um modelo de corpos rígidos que integra elementos finitos de viga rígidos onde se concentram as massas, em correspondência com a caixa do veículo, os bogies e os eixos, ligados por intermédio de molas e amortecedores, simulando o sistema de suspensão primário e secundário. Em adição, foi integrado um sistema massa-mola-amortecedor a simular o assento/passageiro. A realização de uma análise modal permitiu validar o modelo, obtendo-se modos globais característicos das carruagens e modos locais dos bogies e dos passageiros. Foi possível concluir que existem vários tipos de modos, sendo que as frequências associadas ao movimento global das carruagens apresentam valores entre 0,7 Hz e 1,2 Hz, os modos associados ao movimento de corpo rígido dos bogies das carruagens ocorrem numa gama de frequências entre 5,9 Hz e 7,9 Hz e a frequência do sistema assento/passageiro corresponde a 5,2 Hz. Complementarmente, recorreu-se a um modelo numérico do Alfa Pendular já desenvolvido, de modo a poder avaliar o comportamento do viaduto à passagem do comboio que atualmente circula na rede férrea portuguesa.

Antes de realizar as análises dinâmicas definiram-se um conjunto de parâmetros que influenciaram de forma relevante a obtenção de resultados adequados, nomeadamente, o amortecimento, as irregularidades, o incremento de tempo e o número de modos de vibração.

De facto, no caso do amortecimento realizou-se uma análise de sensibilidade através da qual se comparou as acelerações obtidas em função do número de modos, considerando apenas o amortecimento regulamentar ou a conjugação entre este e o amortecimento experimental. Desta forma foi possível concluir que até aos 30 Hz os modos 1G e 2G influenciam de forma determinante as acelerações e os dois casos de cenário praticamente se sobrepõem. Todavia, sobretudo a partir dos 51 Hz os fenómenos locais começam a evidenciar-se e passa a ser expressivo o afastamento entre a consideração exclusiva do amortecimento regulamentar e o cenário que concilia também os amortecimentos experimentais. Conclui-se, portanto, que a metodologia regulamentar relativamente aos coeficientes de amortecimento, além de contemplar envolventes inferiores de vários valores,

baseia-se apenas em modos globais, não conduzindo a valores razoáveis para os modos locais, característicos do tipo de estrutura em análise.

Quanto às irregularidades da via, numa análise com interação assumem um papel de relevo ao permitirem uma aproximação à realidade, que é impossível de considerar com um método de cargas móveis. Deste modo, avaliou-se a influência deste parâmetro comparando os valores obtidos na secção a meio vão de cada tramo e no interior do comboio, em termos de acelerações máximas absolutas em função da velocidade, para a circulação do TGV Duplo. Observando os resultados para o viaduto conclui-se que este parâmetro tem influência sobretudo em velocidades elevadas e para picos de ressonância. No entanto, avaliando o interior do comboio, é explicitamente notório o aumento dos valores das acelerações em todos os lugares estudados, quando se consideram as irregularidades da via. A título de exemplo, para a aceleração máxima absoluta mais elevada no interior do comboio a diferença entre o valor registado com e sem irregularidades é praticamente o dobro. Em termos relativos, as irregularidades da via são assim mais preponderantes para as respostas do comboio do que para as da estrutura.

Durante o estudo do incremento de tempo foi possível evidenciar que a definição deste parâmetro discute-se confrontando as frequências associadas ao viaduto com as das irregularidades da via. De facto, o comboio assume frequências bastante mais baixas, não ultrapassando os 10 Hz, contra 30 Hz e 42,6 Hz, do viaduto e das irregularidades, respetivamente. No final, concluiu-se que o incremento de tempo mais limitativo é o associado ao viaduto e assume o valor de 1 ms.

Realizou-se ainda uma avaliação da importância do número de modos de vibração a ter em conta numa análise dinâmica. Assim sendo, à passagem do TGV Duplo confrontaram-se os resultados obtidos a meio vão de cada tramo, para cargas móveis, considerando os 30 Hz, que resultam da avaliação proposta pela norma, e os 60 Hz, sugeridos por Baeßler e Zacher. Apurou-se, assim, que no caso do viaduto de Alverca, para os deslocamentos a diferença não é significativa para nenhum tramo. Por outro lado, tanto para o tramo de 21,0 m como para o de 16,5 m, é possível averiguar que as acelerações máximas sofrem um incremento acentuado quando se consideram frequências até 60 Hz. Apesar da relevância, durante esta dissertação não se realizaram análises com frequências desta ordem, na medida em que as irregularidades da via disponíveis só abrangem comprimentos de onda superiores a 3 m, englobando frequências pouco acima dos 30 Hz.

De modo a interpretar o quão significativa é a modelação do comboio para a análise dinâmica da estrutura, efetuou-se uma comparação entre cargas móveis e interação, à passagem do TGV Duplo, para as acelerações e deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade, encontrados a meio vão de cada tramo. Neste sentido, foi possível aferir que as diferenças são bastante notórias em picos ressonantes ou para velocidades mais elevadas, sendo que com interação os resultados obtidos nestes casos são inferiores. Na verdade, os picos ressonantes chegam a deslocar-se com a alteração do método, surgindo primeiro no caso da interação. Simultaneamente, comparou-se a diferença de resultados entre as lajes superior e inferior, constatando-se que os valores são bastante similares, sendo que a menor envolvente, quer de acelerações quer de deslocamentos, ocorre para a laje inferior, como seria espectável dada a sua localização mais afastada do foco da ação.

Por outro lado, para compreender as mudanças inerentes ao comportamento dinâmico do viaduto de Alverca quando circulam dois comboios de tipologias e geometrias completamente diversas, confrontaram-se os resultados obtidos, para cargas móveis, à passagem do TGV Duplo e do Alfa Pendular. Deste modo, constatou-se que as principais diferenças ocorrem mais uma vez para os picos ressonantes e velocidades elevadas. Neste sentido, o TGV Duplo revela-se bastante mais agressivo que o Alfa Pendular, sendo que, a título de exemplo para o tramo de 21,0 m, no pico ressonante a diferença

entre as acelerações máximas absolutas sentidas para a passagem destes comboios é de 7 m/s^2, e no caso dos deslocamentos diferem de 4,5 mm. Estas diferenças tão pronunciadas podem ser explicadas em parte pela diferença de comprimentos dos comboios, visto que o TGV tem 400 m de comprimento, enquanto que o Alfa Pendular tem um comprimento de apenas 150 m. Deste modo, para velocidades superiores, o aumento em mais do dobro das cargas introduzidas na ponte conduz a uma ressonância que faz disparar as acelerações e consequentemente a flecha do tramo.

No caso do Alfa Pendular para a velocidade de 185 km/h compararam-se as respostas temporais em termos de acelerações e deslocamentos entre as análises dinâmicas com e sem interação ponte-comboio. Com efeito, avaliando os deslocamentos existe uma forte proximidade entre os registos. No entanto, para acelerações, embora se evidencie uma certa concordância entre os picos principais, a resposta com interação apresenta uma forma bastante mais irregular em consequência das frequências mais elevadas resultantes da inclusão das irregularidades da via.

Analisando as respostas obtidas no interior dos comboios, concretamente no caso do TGV Duplo, foi possível concluir que de entre as carruagens estudadas, a aceleração máxima absoluta mais elevada ocorre para o primeiro lugar da carruagem de transição final do primeiro comboio (1ºL, R1(f), 1º comboio), no passageiro 0,97 m/s^2 aos 425 km/h e na base do assento 0,67 m/s^2 aos 430 km/h. Deste modo, concluiu-se que a modelação de um sistema de um grau-de-liberdade para simular o assento/passageiro é relevante, pois na ausência deste estudo o conforto dos passageiros será baseado em acelerações que não correspondem à envolvente máxima. Por outro lado, constatou-se que para cada carruagem o lugar onde ocorrem as acelerações máximas absolutas mais elevadas vai variando. Além disso, comparando o primeiro com o segundo comboio a evolução das acelerações em função da velocidade não ocorre da mesma maneira, o que também não seria espectável. Isto porque, apesar de os comboios serem completamente análogos, o segundo comboio quando entra na ponte já a encontra animada da passagem do primeiro. Quanto ao Alfa Pendular, foi avaliada exclusivamente a velocidade de 185 km/h, através da qual se constatou que a evolução dos registos temporais das acelerações é independente da carruagem, variando unicamente o tempo em que a resposta se inicia. Já para diferentes lugares da mesma carruagem concluiu-se que as acelerações sentidas no primeiro e último lugar são sensivelmente o triplo das registadas nos lugares centrais.

Adicionalmente, foi realizado um confronto entre a assinatura dinâmica do TGV Duplo e o Flyover, selecionando-se as respostas temporais das acelerações registadas na laje superior para a secção a meio vão do tramo de 16,5 m e do tramo de 21,0 m, segundo as velocidades ressonantes de 315 km/h e 440 km/h, respetivamente. Comparando os autoespetros dos registos temporais com os da assinatura dinâmica do TGV concluiu-se que a resposta em termos de frequência é dominada pela ação. Denota-se ainda que nos dois tramos existe uma aproximação entre a frequência da ação e as frequências naturais da estrutura, nomeadamente para o modo 1G, no tramo de 21,0 m, e para o modo 3G no tramo de 16,5 m.

Com efeito, efetuando a verificação regulamentar do viaduto à passagem do TGV, em termos de segurança da via, mais concretamente, para a aceleração vertical máxima do tabuleiro, no tramo de 16,5 m nunca se ultrapassa o limite dos 3,5 m/s^2, sendo que a aceleração máxima absoluta alcançada assume o valor de aproximadamente 3 m/s^2 para o nó a ¼ do vão principal, para uma velocidade de 330 km/h. Por sua vez, o tramo de 21,0 m comporta-se de forma completamente diferente, visto que o limite regulamentar é ultrapassado em três zonas diferentes do tabuleiro, a meio do vão aos 405 km/h, a ¾ do vão para a velocidade de 410 km/h e a ¼ do vão aos 415 km/h. Conclui-se, portanto, que o tráfego ferroviário é condicionado pela resposta dinâmica do tramo de 21,0 m. Relativamente ao Alfa Pendular, este tipo de verificação realizou-se segundo uma metodologia de cargas móveis, concluindo-se que independentemente do tramo o limite regulamentar nunca é ultrapassado.

No que à segurança estrutural diz respeito, constatou-se que o modelo de cargas LM71, majorado pelo coeficiente ϕ_3, conduz sempre a resultados bastante superiores aos das restantes análises. À passagem do TGV Duplo averiguou-se que o tramo mais gravoso é o de 21,0 m, sendo que os valores encontrados a partir da análise dinâmica são superiores aos da resposta estática majorada pelo fator de amplificação dinâmica $(1+\varphi'+\varphi'')$ para velocidades elevadas e próximas da ressonância, mais concretamente a partir dos 405 km/h. Para o Alfa Pendular, e segundo os resultados das análises com cargas móveis, constatou-se que em ambos os tramos os valores resultantes das análises dinâmicas ficam sempre abaixo dos da resposta estática majorada pelo fator de amplificação dinâmica. Independentemente do tramo e do comboio, aferiu-se ainda que o fator de amplificação dinâmica aplicado sobre efeitos estáticos provocados pela ação do tráfego ferroviário não tem capacidade para representar os fenómenos ressonantes.

Quanto ao conforto dos passageiros, relativamente ao TGV Duplo, verificou-se que a aceleração máxima absoluta ocorre no passageiro situado no primeiro lugar da carruagem de transição final do primeiro comboio, aos 0,97 m/s^2 para a velocidade de 425 km/h. Neste sentido, segundo a norma este comboio circula sobre o viaduto de Alverca com um nível de conforto equivalente a Muito Bom, dado assumir valores de aceleração sempre inferiores a 1 m/s^2. Todavia, à que realçar que fazendo uma análise rápida segundo a norma, para casos em que não existe a modelação do veículo, a ideia que fica é que o conforto dos passageiros para o nível Muito Bom é folgadamente verificado, o que na realidade não acontece. Relativamente ao Alfa Pendular, para a velocidade de 185 km/h, o valor máximo absoluto da aceleração é 0,6 m/s^2 para o primeiro e último lugar de cada carruagem, pelo que o conforto dos passageiros é igualmente equivalente a um nível Muito Bom.

O desenvolvimento deste trabalho permitiu explorar o comportamento dinâmico da estrutura avaliando vertentes diversificadas. Deste modo, foi possível assimilar a diferença e importância da realização de análises dinâmicas com interação ponte-comboio, em detrimento de uma metodologia com cargas móveis. Complementarmente, avaliaram-se de forma detalhada as respostas no interior do TGV Duplo, bem como o comportamento do Alfa Pendular a uma velocidade a que normalmente circula sobre o viaduto de Alverca. Constatou-se ainda a relevância de parâmetros como as irregularidades da via e o amortecimento, e compreendeu-se a pertinência de modelar o sistema assento/passageiro na obtenção das envolventes de acelerações mais desfavoráveis.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com o intuito de melhorar e complementar os estudos realizados, sugerem-se os seguintes tópicos para investigações futuras:

- A partir do momento em que sejam disponibilizadas pela REFER irregularidades da via com comprimentos de onda inferiores a 3 m, será interessante realizar análises com interação ponte-comboio até 60 Hz, visto que ficou comprovada, nesta dissertação, a relevância da consideração de frequências desta gama.
- Aprimorar a modelação do TGV Duplo com um modelo de corpos flexíveis, em que a caixa pode ser modelada por intermédio de elementos finitos de grelha, casca ou volume, e comparar o rigor dos resultados obtidos com o modelo mais simples definido neste trabalho.
- Efetuar uma análise mais completa do comportamento dinâmico do viaduto à passagem do Alfa Pendular, aplicando o modelo com interação para várias velocidades.
- Avaliar o comportamento dinâmico do viaduto e do comboio na direção lateral, deste modo é possível complementar os resultados obtidos para a direção vertical e no final ter uma visão global da resposta dinâmica.

- Tentar definir limites para as irregularidades da via compatíveis com determinados desempenhos que se pretende para a estrutura, numa tentativa de realizar cálculos mais sofisticados que traduzam de forma mais rigorosa os efeitos deste parâmetro.
- Tendo em linha de conta as conclusões obtidas nesta dissertação relativamente ao amortecimento e ao número de modos de vibração a considerar numa análise dinâmica, será interessante aprofundar estes aspetos de modo a estudar metodologias que apoiem a introdução de recomendações à norma atual.

BIBLIOGRAFIA

1. http://pt.wikipedia.org/wiki/Acordo_de_Schengen, março, 2012.

2. UIC, "*High Speed Rail: Fast track to sustainable mobility"*, 2010.

3. http://pt.wikipedia.org/wiki/Comboio_de_alta_velocidade, março, 2012.

4. RAVE, Brochura Institucional : "*O Projeto de Alta Velocidade Ferroviária em Portugal*", 2010.

5. http://pt.wikipedia.org/wiki/Rede_transeuropeia_de_transportes, março, 2012.

6. http://www.eng.hsrail.ru/abouthsr/networksofhsr/europe/, março, 2012.

7. www.ordemengenheiros.pt, março, 2012.

8. ERRI D214/RP 9, "*Rail bridges for speeds > 200 km/h final report*", European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht, Netherlands, 2001.

9. Camara, J.M.M.N., "*Pré-fabricação de Pontes e Viadutos*", Apontamentos do Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2001.

10. Couto, A., Couto, P., "*Vantagens Produtivas e Ambientais da Pré-fabricação*", Universidade do Minho, Guimarães.

11. Bárbara, M.J.D., "*Estudo de pontes com pré-esforço extradorsal*", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2011.

12. http://www.metalica.com.br/ponte-estaiada-da-baia-de-hangzhoux, março, 2012.

13. Fernandes, M.A.M., "*Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2010.

14. Horas, C.C.S., "*Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2011.

15. EN1991-2, "*Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2003.

16. EN1990-A2-2, "*Eurocode 0: Basis of Structural Design - Annex A2: Applications for bridges*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2005.

17. Ribeiro, D.R.F., "*Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2004.

18. Calçada, R.A.B., "*Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade*", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1995.

19. http://www.hornbyinternational.com, março, 2012.

20. Figueiredo, H., et al., "*Aspectos Regulamentares no Cálculo de Pontes Ferroviárias em Linhas de Alta Velocidade*", Apontamentos de Dinâmica de Estruturas em Vias Férreas de Alta Velocidade, Feup, Porto, 2009.

21. Goicolea, J.M., "*Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril. Repercusión sobre la Normativa y el Proyecto*", 3er Encuentro Anual sobre Puentes, IIR, Madrid, 2006.

22. Pinto, J.R.C.M.L., "*Dinâmica de Pontes em Viga Caixão em Linha Ferroviárias de Alta Velocidade*", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2007.

23. Baeßler, M., Zacher, M., "*Dynamic behaviour of ballast on railway bridges*", Dynamics of High-Speed Railway Bridges, Taylor & Francis, 2008.

24. Frýba, L., "*Dynamics of railway bridges*", London: Thomas Telford, 1996.

25. Silva, L.D.C.F.M., "Comportamento Dinâmico de uma Ponte Ferroviária de Pequeno Vão para Tráfego de Alta Velocidade", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2010.

26. Ribeiro, D., et al., "*Metodologias de Análise Dinâmica do Sistema Ponte-Comboio*", Apontamentos de Dinâmica de Estruturas em Vias Férreas de Alta Velocidade, FEUP, Porto, 2009.

27. Neves, S., et al., "*Development of an efficient finite element model for the dynamic analysis of the train-bridge interaction*", 7th European Conference on Structural Dynamics (EURODYN), Southampton, England, 2008.

28. Ribeiro, D., "*Efeitos Dinâmicos Induzidos por Tráfego em Pontes Ferroviárias: Modelação Numérica, Calibração e Validação Experimental*", Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2012.

29. EN1992-1-1, "*Eurocode 2: Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2010.

30. Manterola, J., "*Puentes apuntes para su diseño, cálculo y construcción*", Escuelas, Colegio de Ingenieros de caminios, canelas y puertos, [S. 1.], 2006, 84-380-0323-0.

31. Malveiro, J., et al., "*Updating and validation of the numerical model of a railway viaduct with precast deck based on dynamic tests*", FEUP, Porto, 2012.

32. Malveiro, J., et al., "*Dynamic Monitoring of a Railway Viaduct with Precast Deck*", 4th International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES), Varenna, Italy, 2011.

33. Ribeiro, D., et al., "*Finite element model updating of a railway vehicle based on experimental modal parameters*", Vehicle System Dynamics, Porto, 2012 (submetido).

34. Carlbom, P., "*Carbody and Passengers in Rail Vehicle Dynamics*", KTH - Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2000.

35. Wei, L., Griffin, J., "*Mathematical models for the apparent mass of the seated human body exposed to vertical vibration*", Journal of Sound and Vibration, 1998, 214:121-37.

36. http://www.railteam.de/hochgeschwindigkeitsverkehr/hochgeschwindigkeitszuge/tgv/, março, 2012.

37. http://pt.wikipedia.org/wiki/Thalys, março, 2012.

38. http://pt.wikipedia.org/wiki/Eurot%C3%BAnel, março, 2012.

39. http://www.guardian.co.uk/sustainable-business/eurostar-greener-trains-energy-saving, março, 2012.

40. http://it.wikipedia.org/wiki/File:ETR500-Centrale.JPG, março, 2012.

41. http://www.raildude.com/pt/bilhetes-reserva-suplementos/virgin-trains/-vig/133, março, 2012.

42. http://pt.wikipedia.org/wiki/Alfa_Pendular, março, 2012.

43. http://en.wikipedia.org/wiki/Talgo, março, 2012.

44. http://exame.abril.com.br/brasil/noticias/espanhola-talgo-pode-participar-de-leilao-do-tav-se-data-for-adiada, março, 2012.

45. http://www.cartacapital.com.br/internacional/china-inaugura-trem-de-alta-velocidade/, março, 2012

46. http://www1.chinaculture.org/focus/focus/2010expo_en/2010-04/09/content_375811.htm, março 2012.

47. http://top-10-list.org/2010/01/05/ten-worlds-fastest-trains/, março, 2012.

48. http://www.advancedtechnologykorea.com/522, março, 2012.

49. Lee, Y., Kim, S., "*Structural analysis of 3D high-speed train-bridge interactions for simple train load models*", Vehicle System Dynamics, 2009, 48: 2, 263-281.

50. Rocha, J., et al., "*Avaliação da segurança de uma ponte de pequeno vão para tráfego de comboios de alta velocidade*", ASCP'2011 – 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes, 2011.

ANEXO A1

A1.1. Esquemas de cargas dos comboios

Simbologia:

- Dt - Distância acumulada entre eixos (m)
- Di – Distância para o eixo anterior (m)
- P – Peso por eixo (N)

Quadro A1. 1 – Esquema de cargas do comboio Alfa Pendular

Eixo	P (N)	Dt(m)	Di(m)	Eixo	P (N)	Dt(m)	Di(m)
1	129780	0	-	13	132680	77.7	4.2
2	132640	2.7	2.7	14	132680	80.4	2.7
3	132640	19	16.3	15	132680	96.7	16.3
4	129240	21.7	2.7	16	132680	99.4	2.7
5	131470	25.9	4.2	17	133190	103.6	4.2
6	134870	28.6	2.7	18	136580	106.3	2.7
7	134870	44.9	16.3	19	136580	122.6	16.3
8	131470	47.6	2.7	20	133190	125.3	2.7
9	128760	51.8	4.2	21	130230	129.5	4.2
10	128760	54.5	2.7	22	134150	132.2	2.7
11	128760	70.8	16.3	23	134150	148.5	16.3
12	128760	73.5	2.7	24	130760	151.2	2.7

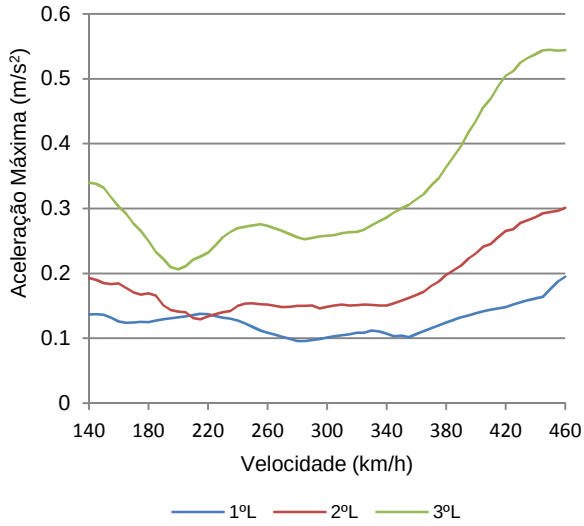
Quadro A1. 2 – Esquema de cargas do comboio TGV Duplo

	Eixo	P(N)	Dt(m)	Di(m)
1º Comboio	1	170000	0.0	-
	2	170000	3.0	3
	3	170000	14.0	11
	4	170000	17.0	3
	5	163000	20.3	3.3
	6	163000	23.3	3
	7	170000	39.0	15.7
	8	170000	42.0	3
	9	170000	57.7	15.7
	10	170000	60.7	3
	11	170000	76.4	15.7
	12	170000	79.4	3
	13	170000	95.1	15.7
	14	170000	98.1	3
	15	170000	113.8	15.7
	16	170000	116.8	3
	17	170000	132.5	15.7
	18	170000	135.5	3
	19	170000	151.2	15.7
	20	170000	154.2	3
	21	163000	169.9	15.7
	22	163000	172.9	3
	23	170000	176.2	3.3
	24	170000	179.2	3
	25	170000	190.2	11
	26	170000	193.2	3

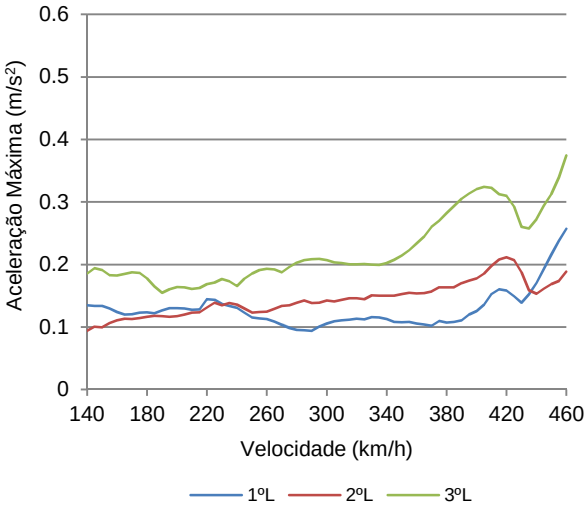
	Eixo	P(N)	Dt(m)	Di(m)
2º Comboio	27	170000	200.2	7.0
	28	170000	203.2	3.0
	29	170000	214.2	11.0
	30	170000	217.2	3.0
	31	163000	220.5	3.3
	32	163000	223.5	3.0
	33	170000	239.2	15.7
	34	170000	242.2	3.0
	35	170000	257.9	15.7
	36	170000	260.9	3.0
	37	170000	276.6	15.7
	38	170000	279.6	3.0
	39	170000	295.3	15.7
	40	170000	298.3	3.0
	41	170000	314	15.7
	42	170000	317	3.0
	43	170000	332.7	15.7
	44	170000	335.7	3.0
	45	170000	351.4	15.7
	46	170000	354.4	3.0
	47	163000	370.1	15.7
	48	163000	373.1	3.0
	49	170000	376.4	3.3
	50	170000	379.4	3.0
	51	170000	390.4	11.0
	52	170000	393.4	3.0

ANEXO A2

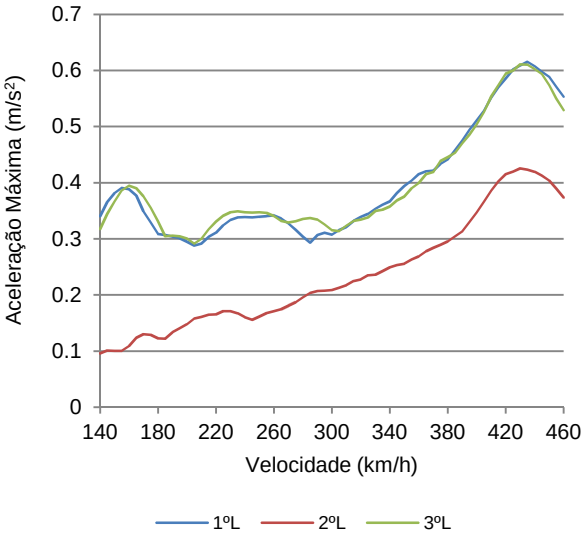
A2.1. Acelerações máximas absolutas na base do assento do TGV Duplo



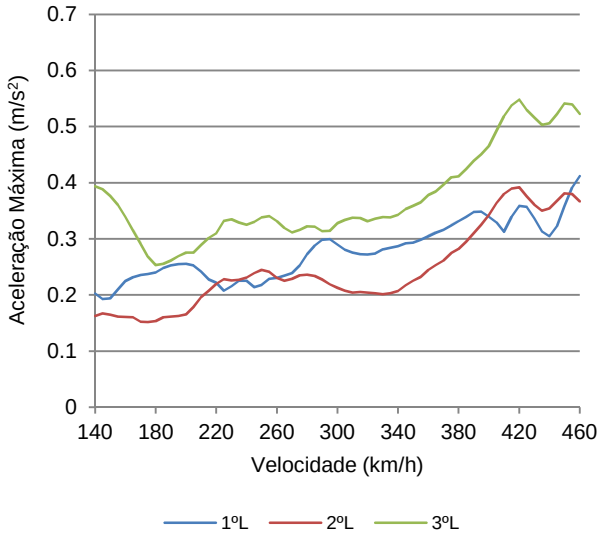
a) R1(i), 1º comboio



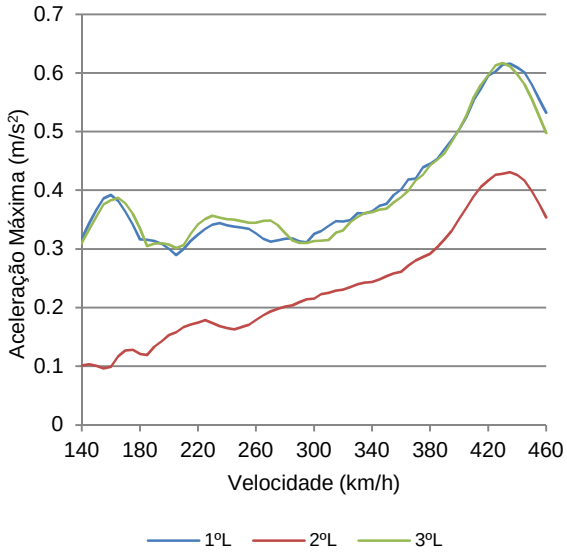
b) R1(i), 2º comboio



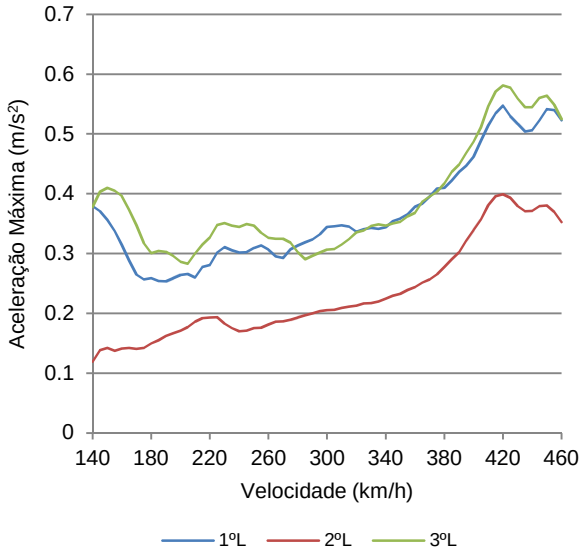
c) R4, 1º comboio



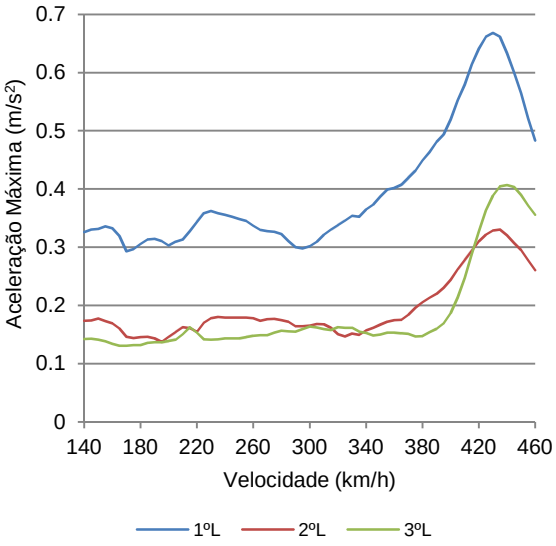
d) R4, 2º comboio



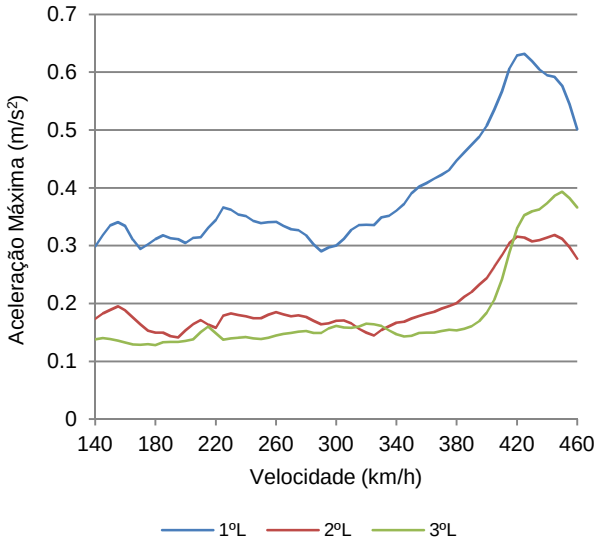
e) R5, 1º comboio



f) R5, 2º comboio



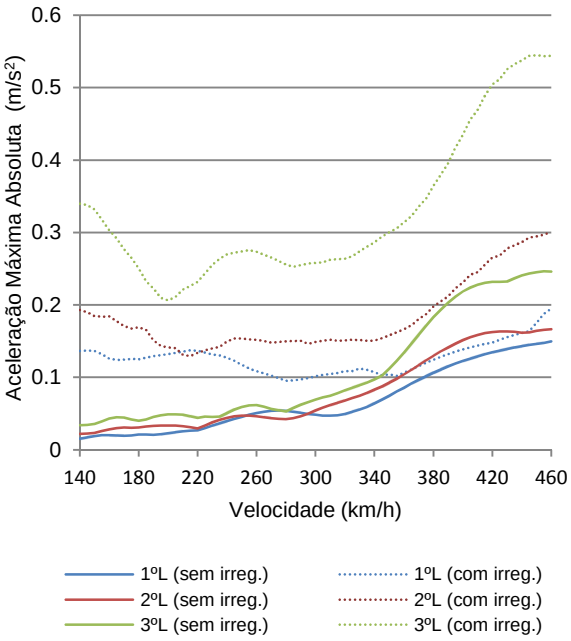
g) R1(f), 1º comboio



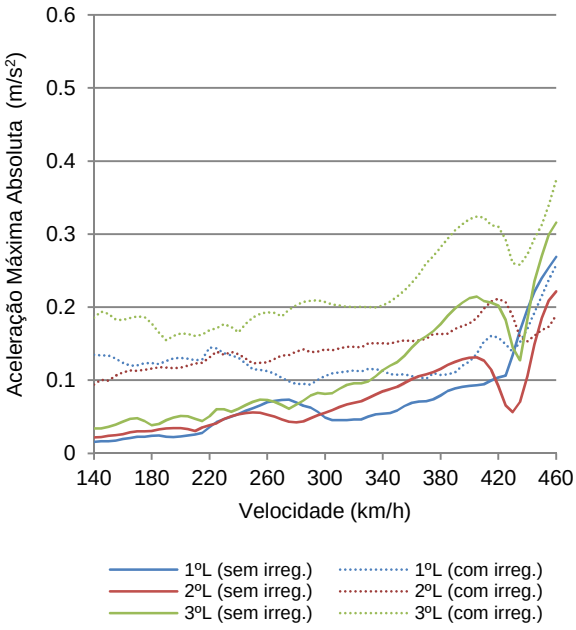
h) R1(f), 2º comboio

Figura A2. 1 - Acelerações máximas absolutas em função da velocidade, na base do assento do TGV Duplo

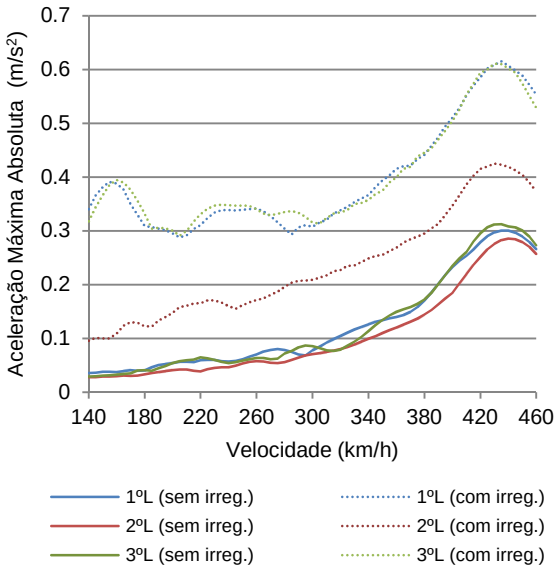
A2.2. Acelerações máximas absolutas na base do assento do TGV Duplo, na ausência de irregularidades da via



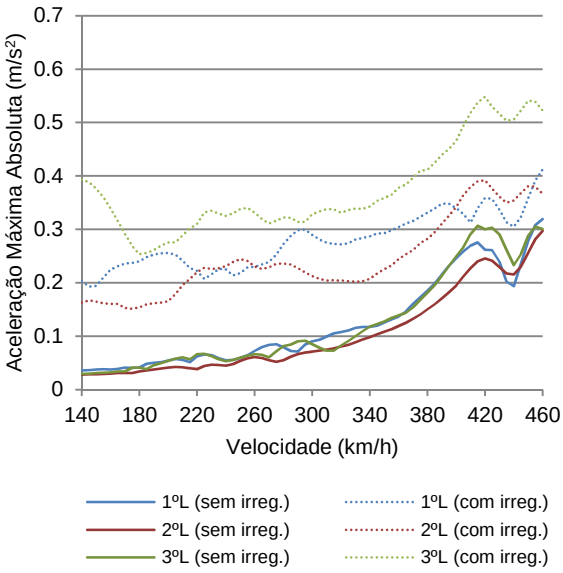
a) R1(i), 1º comboio



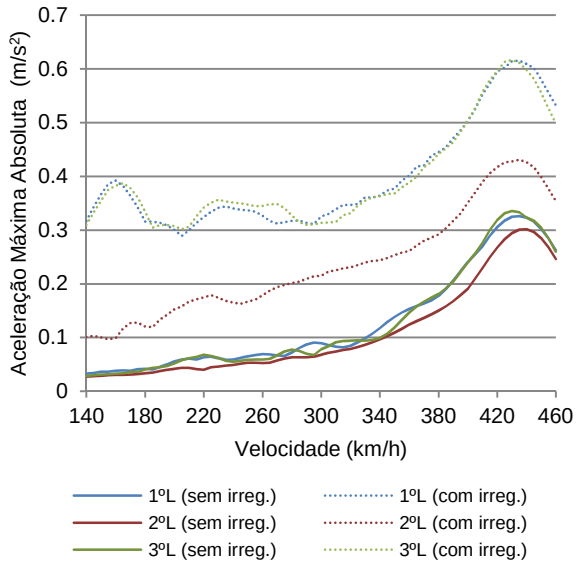
b) R1(i), 2º comboio



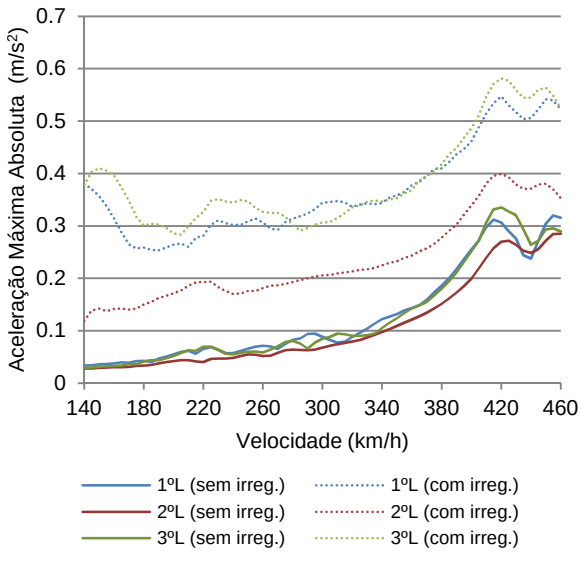
c) R4, 1º comboio



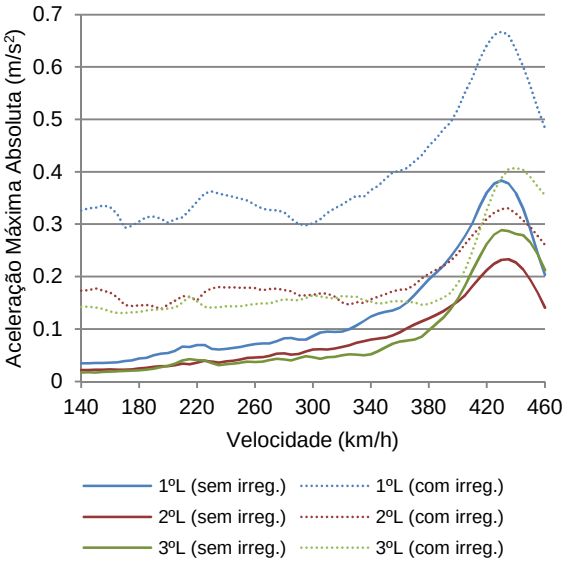
d) R4, 2º comboio



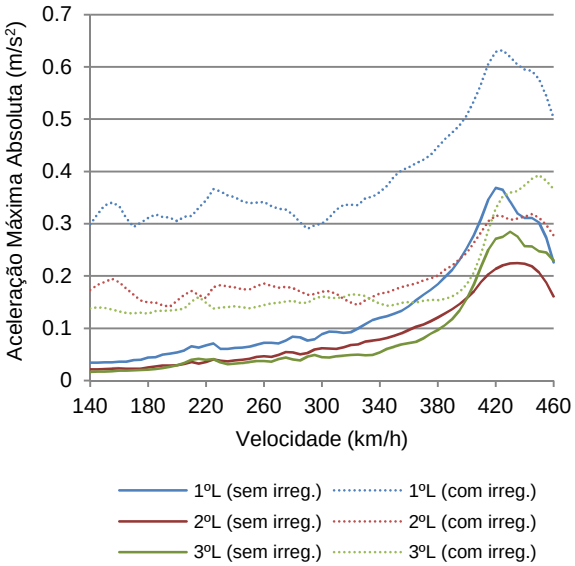
e) R5, 1º comboio



f) R5, 2º comboio



g) R1(f), 1º comboio



h) R1(f), 2º comboio

Figura A2. 2 - Acelerações máximas absolutas na base do assento do TGV Duplo alcançadas com interação ponte-comboio com e sem irregularidades da via, em função da velocidade