U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

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

MARCO ALEXANDRE MIRANDA FERNANDES

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 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais, à minha Irmã e à Andreia

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 todo o apoio e dedicação dados no sentido de indicar o melhor caminho a tomar na elaboração desta dissertação. Agradeço todos os conhecimentos transmitidos e a disponibilidade para o esclarecimento de dúvidas, não esquecendo a boa disposição com que sempre me presenteou;

- Ao Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada pela ajuda sempre pronta no sentido da resolução de problemas mesmo quando se encontrava ocupado, conseguindo arranjar sempre tempo para prestar apoio. Agradeço ainda o entusiasmo transmitido pelo tema abordado, sem esquecer a simpatia com que me tratou;

- Ao amigo Luís Diogo Silva pelo companheirismo, amizade e apoio demonstrados na realização desta dissertação;

- Ao Carlos Albuquerque e ao Diogo Ribeiro pelos ensinamentos transmitidos relativamente a aspectos de modelação numérica e pela cedência de elementos que contribuíram em muito para a realização desta dissertação;

- Ao grupo de alta velocidade do Departamento de Engenharia Civil da FEUP por ter tornado possível a realização de ensaios experimentais no viaduto estudado e pela ajuda prestada na realização deste trabalho. Agradeço em especial ao Joel Malveiro, João Francisco Rocha e João Miguel Rocha;

- Aos meus amigos que sempre estiveram ao meu lado, não só durante a realização da dissertação, mas ao longo do curso. Agradeço-lhes por me terem tornado numa pessoa melhor, mais completa e mais feliz;

- A toda a minha família, em especial aos meus pais e irmã, pois é a eles que devo a pessoa que sou hoje. Agradeço por sempre me apoiarem e compreenderem quando o trabalho fez com que não pudesse estar com eles.

RESUMO

Esta dissertação prende-se com o estudo do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias de alta velocidade, particularmente das pré-fabricadas de betão pré-esforçado. A ponte escolhida para o estudo foi um viaduto de via única localizado na cidade portuguesa de Alverca, com uma extensão total de 1091 m, com vãos simplesmente apoiados com dimensões desde os 16,5 aos 21,0 m. Este viaduto, denominado Flyover de Alverca, pertence ao troço ferroviário Linha do Norte que liga Lisboa ao Porto.

O estudo do viaduto exigiu uma pesquisa prévia de algumas metodologias de análise dinâmica existentes, tendo-se seleccionado o método de cargas móveis para simular a passagem do comboio sobre a ponte. Foi também necessária uma análise das normas actuais aplicáveis ao dimensionamento de pontes ferroviárias com o objectivo de se tomar conhecimento das três principais verificações exigidas: segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

Recorreu-se a um programa de método de elementos finitos (MEF), ANSYS, para criar alguns modelos numéricos dos dois primeiros vãos norte do viaduto: o primeiro consistindo num vão de 16,5 m e o segundo num de 21,0 m. Assim, criaram-se sete modelos: um mais complexo com a modelação dos dois vãos consecutivos e os restantes apresentando a modelação individual de cada vão com graus de complexidade decrescentes. O objectivo de gerar modelos com diferentes graus de complexidade foi identificar a sua influência na resposta dinâmica da estrutura.

Com o Flyover de Alverca modelado em ANSYS, iniciou-se uma calibração dos modelos com o objectivo de aproximar as propriedades dinâmicas do modelo das dos resultados de um ensaio de vibração ambiental realizado no viaduto. Após a calibração do modelo, iniciou-se a análise do mais complexo, registando-se acelerações, deflexões, esforços e reacções de apoio nos dois vãos usando o método de sobreposição modal implementado em MATLAB. Estas análises dinâmicas consistiram na passagem de vários comboios europeus de alta velocidade, incluindo o Alfa Pendular português. Incluiu-se também um estudo da influência do número de modos de vibração considerados no método de sobreposição modal.

Fez-se ainda uma comparação das frequências modais e da resposta dinâmica dos vários modelos numéricos criados com o objectivo de descobrir se existe uma real necessidade em desenvolver modelos detalhados de pontes ferroviárias simplesmente apoiadas.

Por fim, realizaram-se algumas verificações regulamentares relacionadas com a segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros para os dois primeiros vãos norte do Flyover de Alverca.

PALAVRAS-CHAVE: alta velocidade, análise dinâmica, ponte pré-fabricada pré-esforçada, viaduto, método dos elementos finitos.

ABSTRACT

This dissertation focuses on the study of the dynamic behaviour of high speed railway bridges, particularly on the precast prestressed concrete ones. The chosen bridge for this study was a single track flyover located in the Portuguese city of Alverca, with a total extension of 1091 m, with simply supported spans ranging from 16.5 to 21.0 m. This flyover, named Alverca's Flyover, belongs to the North Line railway that links Lisbon and Oporto.

The study of the flyover required a preliminary research of some existing dynamic analysis methodologies, selecting the moving loads numerical method to simulate the passage of the train on the bridge. An analysis of the current norms applicable to the design of railway bridges was also necessary in order to understand the three main required verifications: structural safety, track safety and passenger comfort.

A finite element method (FEM) software, ANSYS, was used to create some numerical models of the flyover's first two north spans: the first one consisting of a 16.5 m span and the second one of 21.0 m. Therefore, seven models of the flyover were created: a more complex one with both spans modelled conjointly and the additional six with each span modelled individually with decreasing complexity. The purpose of generating models with multiple complexity levels was to identify its influence on the dynamic response of the structure.

With Alverca's Flyover modelled in ANSYS, a model updating started so that the dynamic properties of the numerical model matched the results of an environmental vibration test that took place on the flyover. After the model updating, the dynamic analysis of the most complex model started, registering accelerations, deflections, stresses and reaction forces on the two spans using the modal superposition method implemented in MATLAB. These dynamic analyses consisted in the passage of several high speed European trains, including the Portuguese train Alfa Pendular. A study on the influence of the number of vibration modes considered in the modal superposition method was also included.

A comparison of the modal frequencies and dynamic response of the several numerical models created was also made in order to discover if there is a real need in developing detailed models of simply supported railway bridges.

Finally, some normative checks related to structural safety, track safety and passenger comfort were made for the first two north spans of the Alverca's Flyover.

KEYWORDS: high speed, dynamic analysis, precast prestressed bridge, flyover, finite element method.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS DA DISSERTAÇÃO 1
1.2. A ALTA VELOCIDADE 2
1.3. ESTUDOS ANTERIORES 7

2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA E ASPECTOS REGULAMENTARES 15
2.1. INTRODUÇÃO 15
2.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA 15
2.2.1. METODOLOGIAS NUMÉRICAS 16
2.2.1.1. Metodologia de interacção ponte-comboio 16
2.2.1.2. Metodologia de cargas móveis 17
2.3. IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS EM ANSYS-MATLAB 17
2.3.1. FASE DE GERAÇÃO DO MODELO E ANÁLISE MODAL 18
2.3.2. FASE DE EXTRACÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS MODAIS DOS NÓS DA VIA-FÉRREA 18
2.3.3. FASE DE EXTRACÇÃO DOS VALORES MODAIS DAS GRANDEZAS A ANALISAR 18
2.3.4. FASE DE ANÁLISE DINÂMICA 19
2.3.5. VALIDAÇÃO DA METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS EM ANSYS-MATLAB 21
2.4. ASPECTOS REGULAMENTARES 22
2.4.1. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL 24
2.4.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA DA VIA 25
2.4.2.1. Aceleração vertical máxima do tabuleiro 25
2.4.2.2. Deformação vertical máxima do tabuleiro 25
2.4.2.3. Levantamento dos apoios 26
2.4.3. CRITÉRIOS DE CONFORTO DOS PASSAGEIROS 26

3. MODELAÇÃO DO FLYOVER DE ALVERCA 27

3.1. INTRODUÇÃO 27

3.2. O FLYOVER DE ALVERCA 27

3.3. MODELAÇÃO 34

3.3.1. MODELO A 34

3.3.2. MODELOS B1 E B2 40

3.3.3. MODELOS C1 E C2 41

3.3.4. MODELOS D1 E D2 42

3.3.5. PROPRIEDADES INICIAIS DOS MODELOS 43

3.3.5.1. Viga pré-fabricada 43

3.3.5.2. Laje betonada *in situ* e guarda-balastro 43

3.3.5.3. Balastro 43

3.3.5.4. Travessas 43

3.3.5.5. Palmilhas 43

3.3.5.6. Carris 44

3.3.5.7. Apoios 45

3.4. CONCLUSÕES 46

4. PROPRIEDADES DINÂMICAS 47

4.1. INTRODUÇÃO 47

4.2. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL 47

4.3. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS 48

4.3.1. MODOS DE VIBRAÇÃO INICIAIS DO MODELO A 49

4.3.2. AJUSTES DAS PROPRIEDADES INICIAIS DOS MODELOS 50

4.3.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA 52

4.3.3.1. Identificação dos parâmetros 52

4.3.3.2. Ajuste dos parâmetros identificados 53

4.4. MODOS DE VIBRAÇÃO DOS MODELOS CALIBRADOS 56

4.4.1. TRAMO DE 16,5 METROS 56

4.4.2. TRAMO DE 21,0 METROS 60

4.5. CONCLUSÕES 63

5. COMPORTAMENTO DINÂMICO 65

5.1. INTRODUÇÃO 65

5.2. DEFINIÇÃO DE CARACTERÍSTICAS DA ANÁLISE DINÂMICA 65

5.2.1. PARÂMETROS A EXTRAIR DA RESPOSTA DINÂMICA 65

5.2.2. GAMA DE VELOCIDADES A ANALISAR 66

5.2.3. NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO A ADOPTAR 66

5.2.4. AMORTECIMENTO 66

5.2.5. INCREMENTO DE TEMPO 67

5.2.5.1. Modos de vibração até 30 Hz 67

5.2.5.2. Modos de vibração até 60 Hz 68

5.3. ANÁLISE DINÂMICA DO TRAMO DE 16,5 METROS 70

5.3.1. ACELERAÇÕES A MEIO VÃO AO NÍVEL DA LAJE BETONADA *IN SITU* 70

5.3.2. DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO AO NÍVEL DA LAJE BETONADA *IN SITU* 71

5.3.3. ESFORÇOS A MEIO VÃO AO NÍVEL DA VIGA PRÉ-FABRICADA 72

5.3.4. REACÇÕES VERTICAIS DE APOIO 73

5.4. ANÁLISE DINÂMICA DO TRAMO DE 21,0 METROS 73

5.4.1. ACELERAÇÕES A MEIO VÃO AO NÍVEL DA LAJE BETONADA *IN SITU* 74

5.4.2. DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO AO NÍVEL DA LAJE BETONADA *IN SITU* 75

5.4.3. ESFORÇOS A MEIO VÃO AO NÍVEL DA VIGA PRÉ-FABRICADA 76

5.4.4. REACÇÕES VERTICAIS DE APOIO 78

5.5. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA COM MODOS DE VIBRAÇÃO ATÉ 30 HZ E 60 HZ 79

5.5.1. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA 80

5.5.2. ANÁLISE DA CONTRIBUIÇÃO DE CADA MODO DE VIBRAÇÃO 81

5.5.3. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA (COM AMORTECIMENTOS AJUSTADOS) 86

5.6. CONCLUSÕES 88

6. COMPARAÇÃO DOS MODELOS GERADOS 91

6.1. INTRODUÇÃO 91

6.2. COMPARAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS MODAIS 91

6.3. COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO À PASSAGEM DE COMBOIOS REAIS 95

6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS DA COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS 98

7. VERIFICAÇÃO REGULAMENTAR 99
7.1. INTRODUÇÃO 99
7.2. SEGURANÇA ESTRUTURAL 99
7.3. SEGURANÇA DA VIA 103
7.4. CONFORTO DOS PASSAGEIROS 104

8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 107
8.1. CONCLUSÕES 107
8.2. PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 109

BIBLIOGRAFIA 111

A1. ANEXO A1 ..... A1
A2. ANEXO A2 ..... A7
A3. ANEXO A3 ..... A19

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Projecção da rede de alta velocidade na Europa em 2025. (adaptado de (RAVE, 2010)) 3

Fig. 1.2 – Articulação da rede ferroviária de alta velocidade e convencional com o sistema nacional de portos, aeroportos e plataformas logísticas. (adaptado de (RAVE, 2010)) 4

Fig. 1.3 – Diferentes categorias de comboios de alta velocidade. (adaptado de (EN1991-2, 2003)) 6

Fig. 1.4 – Modelo de cargas estáticas LM71. (adaptado de (EN1991-2, 2003)) 7

Fig. 1.5 – Comparação das envolventes regulamentares (produto do deslocamento estático por $1+\varphi$) com análises dinâmicas para os comboios ICE2 e TGV Duplo. (adaptado de (ERRI D214/RP 9, 2001)) 8

Fig. 1.6 – Relação entre a aceleração no interior do balastro (Ba) e a medida na sua base (Bm) em função da frequência (f) e da aceleração (a) da excitação (Ribeiro, 2004). (adaptado de (ERRI D214/RP 9, 2001)) 9

Fig. 1.7 – Registo temporal da reacção vertical num pilar em estudo na ponte de vãos simplesmente apoiados sobre o rio Tejo à passagem do comboio Eurostar. (adaptado de (Goicolea et al., 2004)) . 11

Fig. 1.8 – Modelo de cargas HSLM-A. (adaptado de (EN1991-2, 2003))..... 12

Fig. 1.9 - 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). (adaptado de (Goicolea, 2006)) 13

Fig. 1.10 – Modelo de cargas HSLM-B. (adaptado de (EN1991-2, 2003))..... 13

Fig. 2.1 – Exemplo de modelo estrutural de uma carruagem de comboio em análises com interacção ponte-comboio. (adaptado de (Goicolea et al., 2004)) 17

Fig. 2.2 – Representação da função de forma para aplicação forças da roda no nó (k) do carril..... 20

Fig. 2.3 – Resposta dinâmica em acelerações da viga exemplo (adaptado de (ERRI D214/RP 9, 2001)). 21

Fig. 2.4 – Resposta dinâmica em acelerações da viga exemplo (programa)..... 22

Fig. 2.5 – Resposta dinâmica em deslocamentos da viga exemplo (adaptado de (ERRI D214/RP 9, 2001)). 22

Fig. 2.6 – Resposta dinâmica em deslocamentos da viga exemplo (programa)..... 22

Fig. 2.7 – Fluxograma de determinação da necessidade de análise dinâmica de uma ponte. (adaptado de (EN1991-2, 2003))..... 23

Fig. 2.8 – Deflexão vertical máxima, em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, em função da velocidade para um nível de conforto Muito Bom. (adaptado de (EN1990, 2002)) 26

Fig. 3.1 – Fotografia parcial do Flyover de Alverca (viaduto Norte)..... 28

Fig. 3.2 – Localização do Flyover de Alverca (adaptado de (Google, 2010))..... 28

Fig. 3.3 – Alçados dos viadutos em rampa, (a) Sul e (b) Norte, do Flyover de Alverca (relação de escalas vertical/horizontal = 3/1)..... 29

Fig. 3.4 – Fotografia aérea da zona porticada de cruzamento de vias-férreas. (adaptado de (Microsoft, 2010)) 30

Fig. 3.5 – Fotografia da zona porticada de cruzamento de vias-férreas (sentido Norte-Sul). 30

Fig. 3.6 – Secção transversal do tabuleiro. 31

Fig. 3.7 – Localização transversal da armadura de pré-esforço no tramo de 21,0 m. 31

Fig. 3.8 – Apoio de neopreno cintado Tipo F. 32

Fig. 3.9 – Apoio de neopreno cintado Tipo T. 33

Fig. 3.10 – Localização dos apoios Tipo F e Tipo T (relação de escalas vertical/horizontal = 3/1). 33

Fig. 3.11 – Corte transversal do apoio de neopreno cintado. 33

Fig. 3.12 – Espessuras da viga pré-fabricada, da laje betonada *in situ* e dos guarda-balastro, no modelo. 35

Fig. 3.13 – Malha de elementos finitos das vigas pré-fabricadas. 35

Fig. 3.14 – Malha de elementos finitos das lajes e dos guarda-balastro. 36

Fig. 3.15 – Pormenor da ligação entre elementos de casca, com MPC184. 36

Fig. 3.16 – Dimensões e posicionamento do balastro. 37

Fig. 3.17 – Malha de elementos finitos do balastro. 37

Fig. 3.18 – Pormenor da ligação entre a laje e o balastro, com MPC184. 37

Fig. 3.19 – Travessa real. 38

Fig. 3.20 – Dimensões da travessa simplificada. 38

Fig. 3.21 – Excentricidade atribuída ao carril. 38

Fig. 3.22 – Malha gerada para as travessas, palmilhas e carris. 39

Fig. 3.23 – Modelação dos apoios em ANSYS. 39

Fig. 3.24 – Modelação da zona da via junto ao encontro do Flyover. 40

Fig. 3.25 – Modelo A do Flyover de Alverca. 40

Fig. 3.26 – Modelo B1 do Flyover de Alverca (tramo de 16,5 m). 41

Fig. 3.27 – Modelo B2 do Flyover de Alverca (tramo de 21,0 m). 41

Fig. 3.28 – Modelo C1 do Flyover de Alverca (tramo de 16,5 m). 41

Fig. 3.29 – Modelo C2 do Flyover de Alverca (tramo de 21,0 m). 42

Fig. 3.30 – Modelo D1 do Flyover de Alverca (tramo de 16,5 m). 42

Fig. 3.31 – Modelo D2 do Flyover de Alverca (tramo de 21,0 m). 42

Fig. 3.32 – Comportamento da palmilha do modelo com material isotrópico (a) e ortotrópico (b). 44

Fig. 4.1 – Acelerómetros colocados no (a) guarda balastro e (b) junto aos apoios. 48

Fig. 4.2 – Computador e aparelho de aquisição de dados. 48

Fig. 4.3 – Configuração dos modos de vibração usados na calibração. 49

Fig. 4.4 – Evolução da freq. do 1º Modo de Flexão Vertical (21,0 m) com a variação de parâmetros. 53

Fig. 4.5 – Evolução da freq. do 1º Modo de Flexão Vertical (16,5 m) com a variação de parâmetros. 53

Fig. 4.6 – Evolução da freq. do 1º Modo de Torção (16,5 m) com a variação de parâmetros. 54

Fig. 4.7 – Evolução da freq. do 2º Modo de Flexão Vertical (21,0 m) com a variação de parâmetros. 54

Fig. 4.8 – Evolução do erro das frequências ao longo do processo de calibração. 56

Fig. 4.9 – Primeiro modo de flexão vertical do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1). 56

Fig. 4.10 – Segundo modo de flexão vertical do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1). 57

Fig. 4.11 – Terceiro modo de flexão vertical do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1). 57

Fig. 4.12 – Primeiro modo de torção do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1). 58

Fig. 4.13 – Segundo modo de torção do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1). 58

Fig. 4.14 – Terceiro modo de torção do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1). 59

Fig. 4.15 – Primeiro modo de flexão lateral do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1)..... 59

Fig. 4.16 – Primeiro modo de flexão vertical do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2). 60

Fig. 4.17 – Segundo modo de flexão vertical do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2). 60

Fig. 4.18 – Terceiro modo de flexão vertical do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2). 61

Fig. 4.19 – Primeiro modo de torção do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2). 61

Fig. 4.20 – Segundo modo de torção do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2). 62

Fig. 4.21 – Terceiro modo de torção do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2). 62

Fig. 4.22 – Primeiro modo de flexão lateral do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2)..... 63

Fig. 5.1 – Acelerações máximas à passagem do comboio Talgo no tramo de 16,5 m (30 Hz). 68

Fig. 5.2 – Acelerações máximas à passagem do comboio Talgo no tramo de 21,0 m (30 Hz). 68

Fig. 5.3 – Acelerações máximas à passagem do comboio Talgo no tramo de 16,5 m (60 Hz). 69

Fig. 5.4 – Acelerações máximas à passagem do comboio Talgo no tramo de 21,0 m (60 Hz). 69

Fig. 5.5 – Acelerações máximas à passagem dos vários comboios no tramo de 16,5 m (30 Hz). 70

Fig. 5.6 – Deslocamentos máximos à passagem dos vários comboios no tramo de 16,5 m (30 Hz). . 71

Fig. 5.7 – Envolventes de esforços à passagem dos vários comboios no tramo de 16,5 m (30 Hz). .. 72

Fig. 5.8 – Envolventes de reacções verticais à passagem dos vários comboios no tramo de 16,5 m (30 Hz). 73

Fig. 5.9 – Acelerações máximas à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz). 74

Fig. 5.10 – Pormenor para velocidades de 350 a 450 km/h das acelerações máximas à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz). 74

Fig. 5.11 – Deslocamentos máximos à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz). 75

Fig. 5.12 – Pormenor para velocidades de 350 a 450 km/h dos deslocamentos máximos à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz). 76

Fig. 5.13 – Envolventes de esforços à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz). 77

Fig. 5.14 – Pormenor para velocidades de 350 a 450 km/h das envolventes de esforços à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz). 77

Fig. 5.15 – Envolventes de reacções verticais à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz). 78

Fig. 5.16 – Pormenor para velocidades de 350 a 450 km/h das envolventes de reacções verticais à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz). 79

Fig. 5.17 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 16,5 m (Talgo). 80

Fig. 5.18 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 21,0 m (Talgo). 80

Fig. 5.19 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 16,5 m (Talgo). 81

Fig. 5.20 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 21,0 m (Talgo). 81

Fig. 5.21 – Contribuição acumulada para a aceleração em função da frequência máxima (Talgo; tramo 16,5 m). 82

Fig. 5.22 – Contribuição acumulada para a aceleração em função da frequência máxima (Talgo; tramo 21,0 m). 82

Fig. 5.23 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 16,5 m com amortecimentos ajustados (Talgo). 86

Fig. 5.24 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 21,0 m com amortecimentos ajustados (Talgo). 87

Fig. 5.25 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 16,5 m com amortecimentos ajustados (Talgo). 87

Fig. 5.26 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 21,0 m com amortecimentos ajustados (Talgo). 88

Fig. 6.1 – Desvios percentuais das frequências dos modelos B1, C1 e D1 em relação ao modelo A. 93

Fig. 6.2 – Desvios percentuais das frequências dos modelos B2, C2 e D2 em relação ao modelo A. 93

Fig. 6.3 – Comparação das configurações modais do primeiro modo de torção (modelos A e B1). 94

Fig. 6.4 – Comparação das configurações modais do primeiro modo de torção (modelos A e B2). 94

Fig. 6.5 – Acelerações máximas nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio TGV. 96

Fig. 6.6 – Acelerações máximas nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio Talgo. 96

Fig. 6.7 – Deslocamentos máximos nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio TGV. 97

Fig. 6.8 – Deslocamentos máximos nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio Talgo. 97

Fig. 7.1 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios Alfa Pendular e Talgo (16,5 m). 100

Fig. 7.2 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios Thalys2 e Eurostar (16,5 m). 100

Fig. 7.3 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios TGV e Virgin (16,5 m). 101

Fig. 7.4 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios ICE e ETR500 (16,5 m). 101

Fig. 7.5 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios Alfa Pendular e Talgo (21,0 m). 102

Fig. 7.6 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios Thalys2 e Eurostar (21,0 m). 102

Fig. 7.7 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios TGV e Virgin (21,0 m). 102

Fig. 7.8 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios ICE e ETR500 (21,0 m). 103

Fig. 7.9 – Representação gráfica dos limites regulamentares de conforto dos passageiros. 105

Fig. A.1 – Propriedades do perfil do carril UIC60. (adaptado de (Heatpoint, 2007)) A5

Fig. A.2 – Acelerações máximas à passagem do comboio TGV no tramo de 16,5 m (30 Hz). A7

Fig. A.3 – Acelerações máximas à passagem do comboio TGV no tramo de 21,0 m (30 Hz). A7

Fig. A.4 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio Talgo no tramo de 16,5 m (30 Hz). A8

Fig. A.5 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio Talgo no tramo de 21,0 m (30 Hz). A8

Fig. A.6 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio TGV no tramo de 16,5 m (30 Hz). A8

Fig. A.7 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio TGV no tramo de 21,0 m (30 Hz). A9

Fig. A.8 – Acelerações máximas à passagem do comboio TGV no tramo de 16,5 m (60 Hz). A11

Fig. A.9 – Acelerações máximas à passagem do comboio TGV no tramo de 21,0 m (60 Hz). A11

Fig. A.10 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio Talgo no tramo de 16,5 m (60 Hz). . A11

Fig. A.11 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio Talgo no tramo de 21,0 m (60 Hz). . A12

Fig. A.12 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio TGV no tramo de 16,5 m (60 Hz). .. A12

Fig. A.13 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio TGV no tramo de 21,0 m (60 Hz). .. A12

Fig. A.14 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 16,5 m (TGV). A13

Fig. A.15 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 21,0 m (TGV). A13

Fig. A.16 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 16,5 m (TGV). A13

Fig. A.17 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 21,0 m (TGV). A14

Fig. A.18 – Contribuição acumulada para a aceleração em função da frequência máxima (TGV; tramo 16,5 m). A15

Fig. A.19 – Contribuição acumulada para a aceleração em função da frequência máxima (TGV; tramo 21,0 m). A15

Fig. A.20 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 16,5 m com amortecimentos ajustados (TGV)..... A17

Fig. A.21 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 21,0 m com amortecimentos ajustados (TGV)..... A17

Fig. A.22 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 16,5 m com amortecimentos ajustados (TGV). A17

Fig. A.23 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 21,0 m com amortecimentos ajustados (TGV). A18

Fig. A.24 – Acelerações máximas nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio Talgo. A19

Fig. A.25 – Pormenor das acelerações máximas nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio Talgo. A19

Fig. A.26 – Acelerações máximas nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio TGV. A20

Fig. A.27 – Pormenor das acelerações máximas nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio TGV. A20

Fig. A.28 – Deslocamentos máximos nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio Talgo. A21

Fig. A.29 – Deslocamentos máximos nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio TGV. A21

Fig. A.30 – Pormenor dos deslocamentos máximos nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio TGV. A21

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 – Distribuição mundial das linhas ferroviárias em operação, construção ou planeadas, com velocidades de operação superiores a 250 km/h (UIC, 2010). 5

Quadro 1.2 – Características dos comboios de alta velocidade europeus. 6

Quadro 1.3 – Limites inferiores da relação L/f para os três níveis de conforto. 10

Quadro 1.4 – Características resumidas do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2, 2003). 12

Quadro 2.1 – Níveis de conforto recomendados (EN1990, 2002). 26

Quadro 3.1 – Número e localização longitudinal dos cordões da armadura de pré-esforço. 32

Quadro 3.2 – Propriedades do carril UIC60 44

Quadro 3.3 – Módulo de distorção do neopreno e coeficiente para cargas dinâmicas (Lee, 1994). ... 45

Quadro 3.4 – Valores do coeficiente v_3 (Manterola, 2006). 45

Quadro 3.5 – Cálculo das rigidezes vertical e horizontal dos apoios de neopreno cintado. 46

Quadro 4.1 – Frequências de vibração obtidas pelo ensaio de vibração ambiental. 48

Quadro 4.2 – Alguns modos de vibração do Modelo A com os parâmetros de base. 49

Quadro 4.3 – Alguns modos de vibração do Modelo A com consideração da idade do betão. 50

Quadro 4.4 – Módulo de elasticidade equivalente para a laje inferior da viga pré-fabricada. 51

Quadro 4.5 – Alguns modos de vibração do Modelo A com consideração do aço de pré-esforço (t = 4745d). 51

Quadro 4.6 – Limites adoptados para a rigidez dos apoios de neopreno cintado. 53

Quadro 4.7 – Valores dos parâmetros para a calibração realizada em MATLAB. 55

Quadro 4.8 – Comparação dos resultados da calibração obtidos em MATLAB e em ANSYS. 55

Quadro 5.1 – Limites das frequências de vibração especificados na norma EN1990-AnnexA2 (2002). 66

Quadro 5.2 – Incrementos de tempo recomendados. 67

Quadro 5.3 – Velocidades máximas de circulação no tramo de 16,5 m. 71

Quadro 5.4 – Velocidades máximas de circulação no tramo de 21,0 m. 75

Quadro 5.5 – Modos de vibração importantes para as acelerações, comuns aos tramos de 16,5 m e 21,0 m. 83

Quadro 5.6 – Modos de vibração importantes para as acelerações, relativos ao tramo de 16,5 m. ... 84

Quadro 5.7 – Modos de vibração importantes para as acelerações, relativos ao tramo de 21,0 m. ... 85

Quadro 6.1 – Frequências dos modos de vibração principais (tramo de 16,5 m). 92

Quadro 6.2 – Frequências dos modos de vibração principais (tramo de 21,0 m). 92

Quadro 7.1 – Verificação da deformação vertical máxima do tabuleiro. 103

Quadro 7.2 – Cálculo do valor L/δ. 104

Quadro 7.3 – Limites da relação *L/δ* por nível de conforto para o tramo de 16,5 m. 104

Quadro 7.4 – Limites da relação *L/δ* por nível de conforto para o tramo de 21,0 m. 105

Quadro 8.1 – Velocidades máximas de circulação no Flyover. 108

Quadro A.1 – Esquema de cargas do comboio Alfa Pendular. A1

Quadro A.2 – Esquema de cargas do comboio Talgo. A1

Quadro A.3 – Esquema de cargas do comboio Thalys2. ..... A2

Quadro A.4 – Esquema de cargas do comboio Eurostar. A2

Quadro A.5 – Esquema de cargas do comboio TGV. A3

Quadro A.6 – Esquema de cargas do comboio Virgin. A3

Quadro A.7 – Esquema de cargas do comboio ICE. A4

Quadro A.8 – Esquema de cargas do comboio ETR500. ..... A4

1
INTRODUÇÃO

1.1. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS DA DISSERTAÇÃO

A dissertação que se desenvolve insere-se num tema que actualmente possui uma grande importância na sociedade moderna, a alta velocidade ferroviária. Este tema tem sido nos últimos anos alvo de uma grande atenção por parte da sociedade portuguesa por se ter iniciado o Projecto Nacional de Alta Velocidade que adicionará Portugal ao mapa dos países europeus com corredores ferroviários de alta velocidade.

Num campo mais restrito do tema, o presente trabalho incide no estudo de pontes ferroviárias para comboios de alta velocidade, pretendendo-se que este estudo contribua activamente em projectos relacionados com a alta velocidade actualmente em curso na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

O principal objectivo desta dissertação prende-se com o estudo dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade, realizando-se o estudo de um viaduto existente em Portugal, o Flyover de Alverca. Pretende-se assim estudar os efeitos que a eventual circulação dos veículos de alta velocidade europeus teriam sobre o viaduto que actualmente serve a circulação do comboio português Alfa Pendular na Linha do Norte.

No presente Capítulo 1 faz-se uma pequena apresentação do presente e do futuro da alta velocidade, mostrando-se de que modo Portugal se irá inserir na rede de alta velocidade europeia, seguindo-se uma apresentação de estudos anteriores relacionados com o comportamento dinâmico de estruturas à acção de comboios, especialmente dos de alta velocidade. Faz-se também uma breve descrição dos tipos de comboios actualmente existentes.

No capítulo seguinte, Capítulo 2, são apresentadas as metodologias de análise dinâmica existentes, podendo estas ser analíticas, simplificadas, empíricas ou numéricas, sendo dada uma especial atenção à metodologia numérica de cargas móveis por ser a que se aplica no presente trabalho. Esta metodologia é aplicada usando uma combinação de dois programas comerciais, ANSYS e MATLAB, sendo explicado de que modo é implementada. Finalmente, ainda neste capítulo faz-se alusão a aspectos relacionados com a regulamentação em vigor associada ao dimensionamento de vias de alta velocidade, nomeadamente a critérios de segurança estrutural, de segurança da via e de conforto dos passageiros.

No Capítulo 3 faz-se uma apresentação do caso de estudo, o Flyover de Alverca, detalhando os aspectos relevantes para a sua modelação em ANSYS. Concluída a apresentação, explicam-se detalhadamente os passos tomados na construção dos modelos numéricos em ANSYS, sendo criados um total de sete modelos com diferentes graus de complexidade de modelação, sendo um deles um

modelo global e, os restantes, versões simplificadas dos dois vãos estudados. Definem-se ainda as propriedades mecânicas e geométricas a atribuir aos diversos elementos finitos constituintes dos modelos.

O Capítulo 4 destina-se à apresentação dos resultados do ensaio de vibração ambiental realizado no viaduto em estudo com vista à obtenção de propriedades dinâmicas relevantes para possibilitar uma calibração dos modelos numéricos. Esta calibração realiza-se ajustando as propriedades dos modelos de modo a que a solução numérica convirja na medida do possível com os resultados experimentais. Realizada a calibração dos modelos, no final desse capítulo apresentam-se os principais modos de vibração do viaduto.

No Capítulo 5 faz-se uma avaliação do comportamento dinâmico do Flyover, definindo-se inicialmente as considerações feitas e opções tomadas relativamente às características da análise dinâmica. Fixadas as características da análise, estuda-se o comportamento dinâmico de dois tramos relativamente a acelerações, deslocamentos, esforços e reacções de apoio originados pela passagem de diversos comboios de alta velocidade sobre o viaduto. Faz-se ainda uma comparação dos resultados obtidos em deslocamentos e acelerações em função número de modos de vibração que se consideram na análise dinâmica.

No capítulo seguinte, Capítulo 6, é feita uma análise comparativa dos sete modelos do Flyover de Alverca, procurando-se retirar conclusões acerca da influência do detalhe da modelação no comportamento dinâmico. Numa primeira fase faz-se uma comparação das frequências modais obtidas para os vários modelos, seguindo-se uma comparação da resposta dinâmica à passagem de alguns comboios de alta velocidade.

O Capítulo 7 apresenta algumas verificações regulamentares no que respeita às pontes de alta velocidade, sendo salientados aspectos relativos à segurança estrutural, à segurança da via-férrea e ainda ao conforto dos passageiros.

Finalmente, no Capítulo 8 apresentam-se as conclusões gerais da dissertação, indicando-se ainda perspectivas de desenvolvimentos futuros da mesma.

1.2. A ALTA VELOCIDADE

O mundo vive uma época de globalização, com cada vez maiores exigências na rapidez e qualidade dos serviços de circulação de pessoas, mercadorias e dados. De entre estes, nos dois primeiros o transporte ferroviário assume uma importância fulcral por se tratar de um meio com capacidade de transportar um grande volume de pessoas e bens e também por ser o meio de transporte que apresenta maior potencial de evolução, muito por culpa do aparecimento da alta velocidade. O transporte ferroviário possui grandes vantagens quando comparado com outros meios de transporte, caracterizando-se o comboio como sendo:

i. Económico;
ii. Ecológico;
iii. Seguro;
iv. Confortável.

A economia resulta dos baixos custos de transporte e gastos energéticos estando este último factor também relacionado com a ecologia, dado que baixos gastos energéticos contribuem para as baixas emissões de gases nocivos ao ambiente. Trata-se também de um transporte seguro por se verificar um muito reduzido número de acidentes. O conforto proporcionado pelos veículos ferroviários aos

passageiros que neles circulam é também um ponto a favor para este meio de transporte. Com a alta velocidade, insere-se neste grupo uma nova vantagem:

v. Rápido.

De facto, a circulação de comboios a velocidades muito superiores às convencionais torna este meio de transporte cada vez mais atractivo por encurtar as distâncias temporais, rivalizando muitas vezes com o transporte aéreo.

Integrado na Rede Transeuropeia de Transportes (RTE-T), o Projecto Nacional de Alta Velocidade tem como missão integrar Portugal na rede de alta velocidade europeia, por intermédio de ligações aos principais centros de mobilidade de Espanha que por sua vez já se encontra ligada por corredores ferroviários de alta velocidade à Europa. Esta integração na Europa por parte de Portugal e outros países, contribuirá para a coesão social e económica através da melhoria das ligações entre os países mais afastados e os mais centrais da Europa. Prevê-se que a rede de alta velocidade europeia atinja uma extensão de cerca de 20000 km em 2025 (Fig. 1.1).

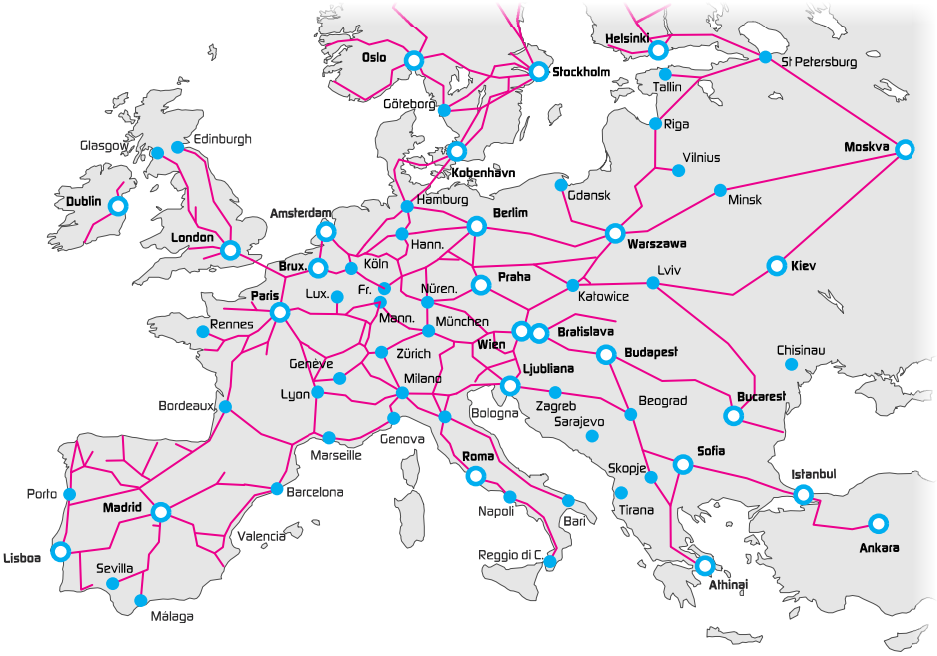


Fig. 1.1 – Projecção da rede de alta velocidade na Europa em 2025. (adaptado de (RAVE, 2010))

Relativamente a Portugal, encontram-se previstas as ligações de alta velocidade em bitola europeia entre Lisboa e Galiza com articulação a Norte com uma ligação de Aveiro a Salamanca–Bordéus e a Sul com ligação de Lisboa a Évora–Elvas/Badajoz–Madrid–Barcelona–Marselha, definidas na XIX Cimeira Luso-Espanhola de 7 e 8 de Novembro de 2003, na Figueira da Foz. A partir de Évora encontra-se também prevista uma ligação a Faro–Huelva (Fig. 1.2) (RAVE, 2010).

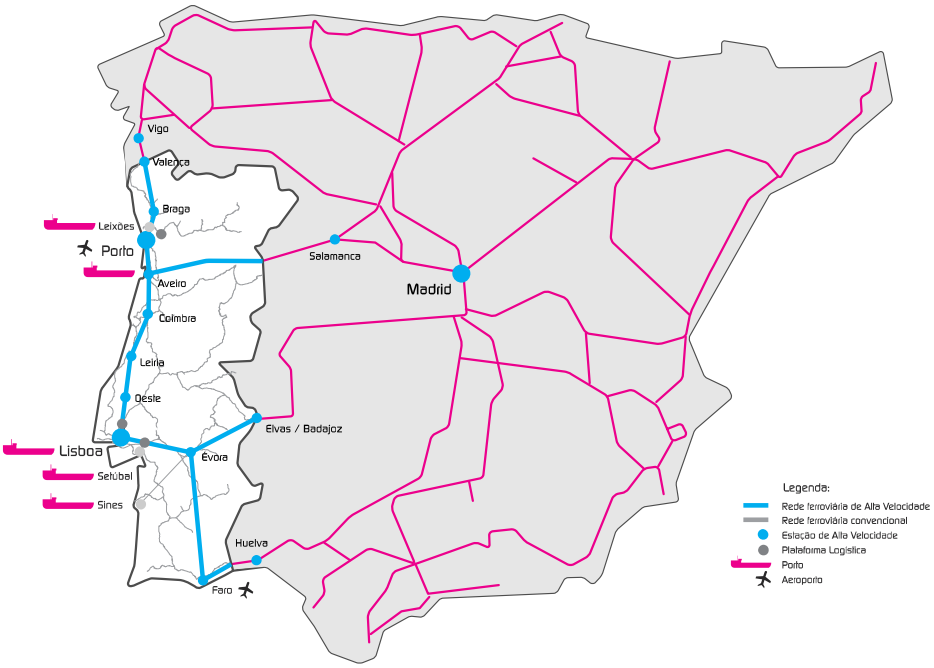


Fig. 1.2 – Articulação da rede ferroviária de alta velocidade e convencional com o sistema nacional de portos, aeroportos e plataformas logísticas. (adaptado de (RAVE, 2010))

A intenção de construção destas linhas ferroviárias foi reafirmada pelo Governo português na XXI Cimeira Luso-Espanhola de 18 e 19 de Novembro de 2005. Para além de reduzir o isolamento geográfico relativamente à Europa, a sua construção irá potenciar a rentabilidade dos portos portugueses, tornando-os cada vez mais em pontos de chegada e partida de mercadorias.

A nível mundial, as linhas de alta velocidade com troços de linha com velocidades de operação superiores a 250 km/h distribuem-se como indicado no Quadro 1.1.

Neste tipo de vias ferroviárias, a alta velocidade atingida pelos veículos que nelas circulam exige que o seu estudo seja realizado de forma diferente das vias convencionais, especialmente no caso das obras de arte onde fenómenos de ressonância podem surgir. Assim, as normas existentes determinam que para velocidades acima dos 200 km/h devem ser realizadas análises dinâmicas às pontes, sendo esta uma verificação de segurança adicional à que habitualmente se aplica em vias convencionais. Actualmente, estas normas já incluem os estudos realizados pelo *European Rail Research Institute* (ERRI), nomeadamente o último estudo ERRI D214/RP 9 de 2001 em que se estudaram os efeitos ressonantes em pontes ferroviárias de alta velocidade.

Quadro 1.1 – Distribuição mundial das linhas ferroviárias em operação, construção ou planeadas, com velocidades de operação superiores a 250 km/h (UIC, 2010).

	[km]	Operação	Construção	Planeadas	Total
EUROPA	Alemanha	1285	378	670	2333
	Bélgica	209	-	-	209
	Espanha	1604	2219	1702	5525
	França	1872	234	2616	4722
	Holanda	120	-	-	120
	Itália	923	-	395	1318
	Polónia	-	-	712	712
	Portugal	-	-	1006	1006
	Reino Unido	113	-	-	113
	Rússia	-	-	650	650
	Suécia	-	-	750	750
	Suíça	35	72	-	107
	Total	6161	2903	8501	17565
ÁSIA	Arábia Saudita	-	-	550	550
	China	3529	6696	2901	13126
	Coreia do Sul	330	82	-	412
	Índia	-	-	495	495
	Irão	-	-	475	475
	Japão	2452	590	583	3625
	Taiwan	345	-	-	345
	Turquia	235	510	1679	2424
	Total	6891	7878	6683	21452
OUTROS	Argentina	-	-	315	315
	Brasil	-	-	500	500
	EUA	362	-	900	1262
	Marrocos	-	-	680	680
	Total	362	0	2395	2757
	TOTAL	**13414**	**10781**	**17579**	**41774**

NOTA: Dados de 21 de Maio de 2010.

Na rede ferroviária europeia circulam vários tipos de comboios, considerando-se comboios de alta velocidade aqueles que possuem capacidade para atingir velocidades superiores a 200 km/h. Os comboios podem ser diferenciados em três categorias: articulados, convencionais e regulares (Fig. 1.3).

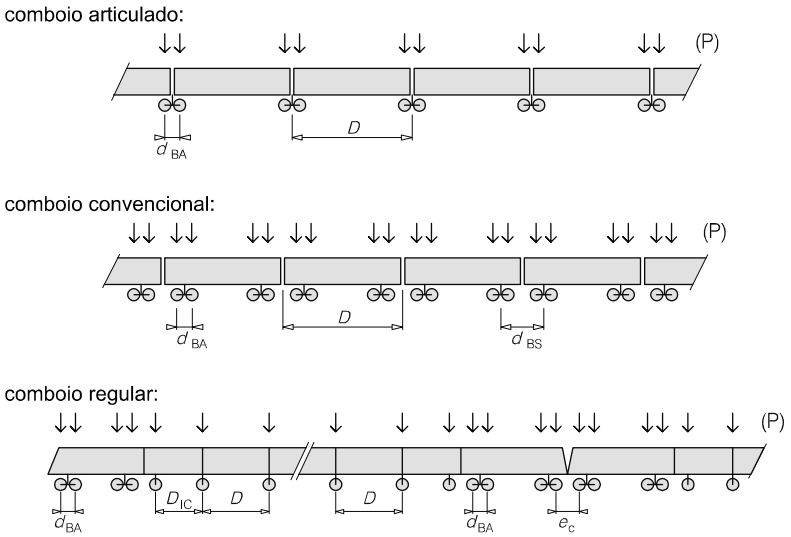


Fig. 1.3 – Diferentes categorias de comboios de alta velocidade. (adaptado de (EN1991-2, 2003))

Os comboios de alta velocidade TGV, Eurostar e Thalys são comboios articulados e caracterizam-se por possuírem bogies de dois eixos centrados com a articulação entre duas carruagens. Já os comboios convencionais possuem dois bogies de dois eixos por carruagem, como acontece no caso dos comboios ICE2, ETR-Y-500, Virgin e Alfa Pendular. O comboio Talgo-AVE2 caracteriza-se por ser um comboio regular, possuindo apanas um eixo na zona de articulação entre carruagens.

No Quadro 1.2 apresenta-se de forma resumida algumas das principais características dos oito comboios de alta velocidade referidos.

Quadro 1.2 – Características dos comboios de alta velocidade europeus.

Comboio	País de circulação	Tipologia	Comprimento Total [m]	Cargas por eixo [kN]
TGV	França	Articulado	468,1	163 a 170
Eurostar	França/Inglaterra	Articulado	386,7	170
Thalys2	Bélgica/França	Articulado	393,3	163 a 170
ICE2	Alemanha	Convencional	350,5	112 a 195
ETR-Y-500	Itália	Convencional	295,7	120 a 187
Virgin	Reino Unido	Convencional	258,7	170
Alfa Pendular	Portugal	Convencional	151,2	132,8
TALGO-AVE2	Espanha	Regular	356,1	170

Os esquemas de cargas referentes aos comboios apresentados, encontram-se no Anexo A1.1.

1.3. ESTUDOS ANTERIORES

A necessidade do estudo do comportamento dinâmico de pontes surgiu em meados do século XIX, mais precisamente em 1847, após ter ocorrido uma série de colapsos de pontes ferroviárias em Inglaterra. Estes acidentes levaram a que vários investigadores realizassem trabalhos na área, tendo alguns deles obtido resultados importantes, sendo de destacar trabalhos realizados por Melan (1983), Zimmermann (1896), Timoshenko (1922) e Inglis (1934) (Ribeiro, 2004).

Como resultado das investigações e estudos realizados, começaram a ser adoptados no dimensionamento de pontes, factores de amplificação dinâmica com o objectivo de majorar os efeitos estáticos provocados pela acção dos comboios de modo a ter em conta os efeitos da sua acção dinâmica. Veio-se a verificar que os coeficientes adoptados tinham uma tendência de diminuição com o aumento do vão (Calçada, 1995).

Iniciaram-se então por volta dos anos 1970 estudos importantes pela *International Union of Railways* (UIC) e pelo *Office for Research and Experiments of the International Union of Railways* (ORE) que após mais de 350 medições em diversas pontes concluíram que o factor de amplificação dinâmica $(1+\varphi)$ deveria ser traduzido em:

$$1+\varphi = 1+\varphi' + \lambda\varphi'' \tag{1.1}$$

correspondendo a parcela φ' à amplificação dinâmica no caso de a via ser perfeita, φ'' à componente correspondente às irregularidades da via e λ a um factor relativo ao grau de manutenção da via.

Ainda com o objectivo de uniformizar o dimensionamento de pontes ferroviárias, a UIC tentou desenvolver um modelo de cargas que conseguisse traduzir uma envolvente estática de um conjunto de comboios-tipo. Surgiu então o Load Model (LM71) que está actualmente contemplado na norma EN1991-2 (2003) (Fig. 1.4).

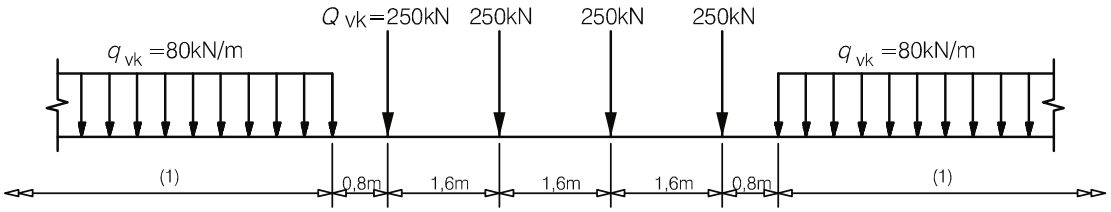


Fig. 1.4 – Modelo de cargas estáticas LM71. (adaptado de (EN1991-2, 2003))

Com o aumento da velocidade dos comboios, constatou-se que para velocidades superiores a 200 km/h o coeficiente de amplificação dinâmica $(1+\varphi)$ não conseguia contabilizar correctamente os efeitos dinâmicos provocados pela passagem dos comboios já que os efeitos ressonantes não eram tidos em conta, colocando em perigo a segurança das pontes de alta velocidade. Esta insuficiência foi demonstrada em 1992 aquando de um ensaio de um protótipo do comboio ICE na linha *Deutsche Bahn* na Alemanha em que a resposta dinâmica da ponte revelou amplificações elevadas justificadas por fenómenos de ressonância.

A ressonância de uma estrutura ocorre quando a frequência de uma acção, ou múltiplos desta, coincide com alguma frequência natural, sendo que no caso de pontes ferroviárias a frequência da acção (*f*) é dada por:

$$f = \frac{v}{D} \times i \tag{1.2}$$

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. Conhecidas as frequências naturais, a partir de (1.2) obtêm-se as velocidades de ressonância da estrutura.

Estes problemas foram então estudados pela comissão de especialistas D214 da ERRI para desenvolver procedimentos de análise que tivessem em consideração os efeitos de ressonância. Assim, esta comissão avaliou os deslocamentos numa ponte de 10 m de vão à passagem dos comboios TGV Duplo e ICE2, comparando os efeitos estáticos multiplicados pelo coeficiente de amplificação dinâmica $(1 + \varphi)$ com os efeitos dinâmicos (Fig. 1.5).

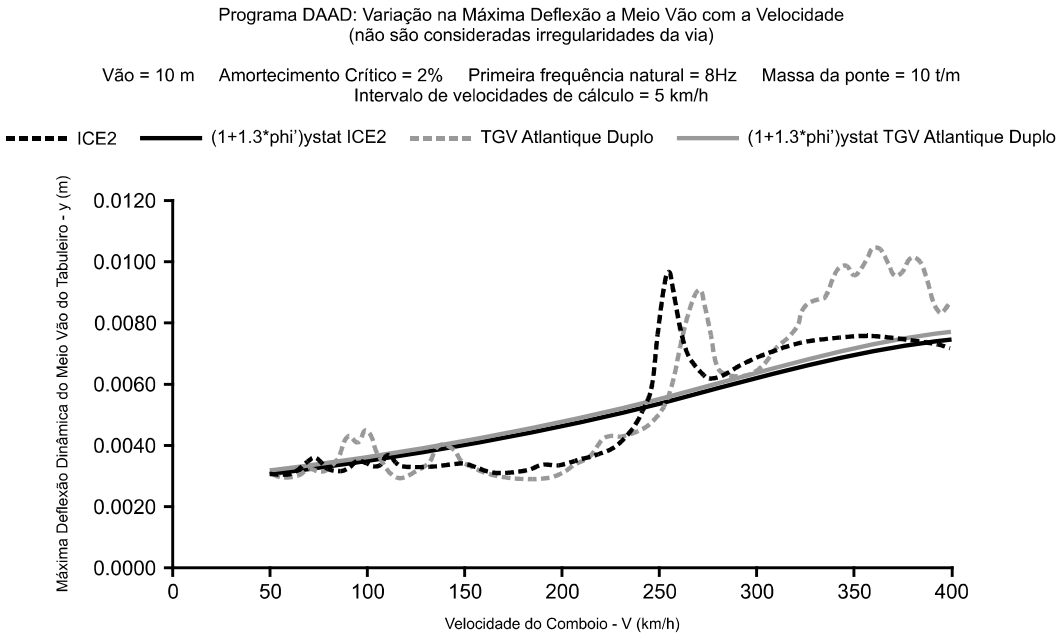


Fig. 1.5 – Comparação das envolventes regulamentares (produto do deslocamento estático por $1 + \varphi$) com análises dinâmicas para os comboios ICE2 e TGV Duplo. (adaptado de (ERRI D214/RP 9, 2001))

Pela análise do gráfico obtido, notam-se grandes desvios entre as envolventes regulamentares e os resultados da análise dinâmica para velocidades acima dos 240 km/h, comprovando as amplificações importantes que surgem em vias de alta velocidade. Estas conclusões levaram a que se tomassem medidas para ajustar os procedimentos até então existentes de modo a considerar os efeitos de ressonância que frequentemente surgem em pontes ferroviárias de circulação de comboios de alta velocidade. Assim, em 2001 foi publicado o relatório final ERRI D214/RP9 que actualmente ainda é o trabalho de maior relevância na área.

Este mesmo relatório também incorporou explicações acerca da origem do desalinhamento da via devido às migrações laterais do balastro, problema detectado especialmente em pontes de pequeno vão nas primeiras linhas de alta velocidade, situação que obrigava a um esforço adicional de manutenção da via, com agravamento natural dos custos inerentes a essa manutenção. Após alguns estudos, concluiu-se que tais problemas surgiam devido a acelerações excessivas dos tabuleiros.

De modo a avaliar o comportamento de vias balastradas, foram realizados diversos ensaios em laboratório submetendo uma via balastrada a diversas acelerações numa gama de frequências entre os 2 e os 20 Hz. Resultou destes ensaios a função de transferência representada na Fig. 1.6 que relaciona

as acelerações medidas no interior (B_a) e base (B_m) do balastro com a frequência (f) e aceleração (a) da excitação.

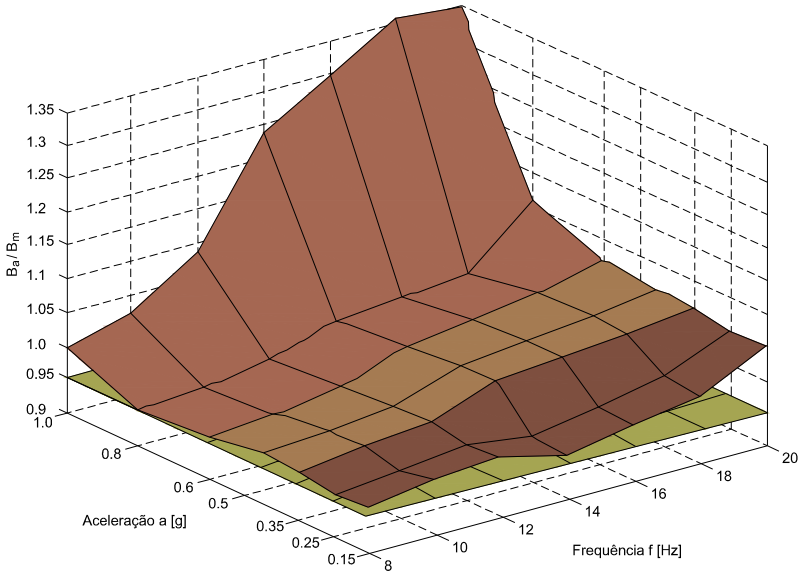


Fig. 1.6 – Relação entre a aceleração no interior do balastro (B_a) e a medida na sua base (B_m) em função da frequência (f) e da aceleração (a) da excitação (Ribeiro, 2004). (adaptado de (ERRI D214/RP 9, 2001))

A observação da Fig. 1.6 revela que os fenómenos instabilidade começam a surgir para acelerações verticais do tabuleiro a partir de valores de 0,7 g e 0,8 g (≈7 a 8 m/s^2), atingindo valores máximos para frequências próximas dos 20 Hz, não se prevendo no entanto uma redução do fenómeno. Assim, definiu-se que a avaliação da instabilidade do balastro deveria ser realizada para um valor um pouco acima dos 20 Hz, tendo sido proposto um limite superior de 30 Hz para a frequência de excitação do balastro. Aplicando-se um factor de segurança de 2, recomenda-se para vias balastradas uma limitação das acelerações do tabuleiro a 3,5 m/s^2 (ERRI D214/RP 9, 2001).

O relatório ERRI D214/RP9 (2001) destaca também a importância em avaliar a fadiga para situações de ressonância da estrutura, dado o aumento da amplitude e do número de ciclos a que a estrutura se encontra sujeita (Frýba and Fischer, 2003).

A comissão D214 do ERRI realizou também estudos para avaliar a aplicabilidade do coeficiente de amplificação dinâmica relativo à irregularidade da via (φ'') que até então tinha apenas sido pensado para comboios com velocidades relativamente baixas e estruturas com maiores amortecimentos do que as modernas. Após o estudo de vários modelos numéricos com interacção ponte-comboio e inclusão de irregularidades da via, concluiu-se que os valores do novo factor (φ''_{cal}) no caso da avaliação dos deslocamentos eram sempre inferiores ou próximos de φ'' para a gama de velocidades analisada. Relativamente a acelerações, para velocidades de circulação de ressonância φ''_{cal} assume também valores sempre inferiores ou iguais a φ'', contrariamente ao que acontece para velocidades afastadas da ressonância em que toma valores muitas vezes superiores a φ'', agravando-se esta tendência com a diminuição da velocidade. Contudo, o erro associado é irrelevante uma vez que para velocidades baixas φ'' assume valores reduzidos.

Relativamente à avaliação do conforto dos passageiros, o *Institute of Sound and Vibration Research* (ISVR) realizou trabalhos de destaque, tendo usado uma mesa vibratória excitada na direcção vertical para determinar o modo como diversos factores influenciam o conforto, sendo eles a frequência de

excitação, a aceleração vertical e a própria duração da vibração. A escala de conforto foi dividida em 6 categorias, sendo representadas sob a forma de gráficos. A comissão D160 da ORE definiu o nível de conforto dos passageiros em apenas 3 categorias principais:

i. Excelente;
ii. Aceitável;
iii. Inaceitável.

Estas categorias são definidas pelo nível de intensidade de vibrações (*LI*), dado por:

$$LI = \left(LI_h^{2/m} + LI_r^{2/m}\right)^{m/2} \tag{1.3}$$

em que LI_h é a componente determinística (do tipo harmónico) com origem nas deformações da ponte e LI_r é a aleatória causada pelas irregularidades da via e m um factor dado em função da categoria de tráfego (Calçada, 1995).

A ficha UIC 776-3R apresentou uma forma simplificada de definir o conforto dos passageiros, estabelecendo uma relação entre o vão da ponte (L) e a flecha (f) causada pela aplicação do modelo LM71 majorado pelo factor de amplificação dinâmica. O valor desta relação encontra-se no Quadro 1.3, tendo sido obtidos com base em resultados da análise dinâmica com interacção ponte-comboio de pontes com um a cinco tramos sujeitas à passagem de locomotivas CC6500 e carruagens Corail a velocidades de 120, 160 e 200 km/h e comboios TGV a 200, 250 e 300 km/h.

Quadro 1.3 – Limites inferiores da relação L/f para os três níveis de conforto.

Velocidade (v) [km/h]	Nível de Conforto	1 ou 2 vãos		3 a 5 vãos	
		$L \leq 25$	$L \geq 30$	$L \leq 25$	$L \geq 30$
$v \leq 120$	Excelente	400	400	500	900
	Aceitável	350	350	450	800
	Inaceitável	< 350	< 350	< 400	< 400
$120 < v \leq 200$	Excelente	500	800	1000	2200
	Aceitável	450	600	700	2000
	Inaceitável	< 400	< 400	< 500	< 600
$200 < v \leq 300$	Excelente	800	1000	1200	2200
	Aceitável	550	750	700	2000
	Inaceitável	< 400	< 400	< 500	< 700

A comissão D190 da ERRI contribuiu para colmatar algumas falhas presentes nos estudos da comissão D160 da ORE, corrigindo os ensaios de avaliação do conforto dos passageiros, tentando torná-los mais representativos da realidade. Assim, a duração das vibrações passaram de 20 para 60 segundos e adoptaram-se frequências de excitação próximas das que ocorrem nas carruagens, 1 a 2 Hz, quando os ensaios anteriores adoptavam uma gama entre os 5 e 10 Hz. Acrescentaram-se ainda estudos relativos a pontes contínuas e pontes com um grande número de vãos simplesmente apoiados e comboios ajustados à realidade de então. As primeiras conclusões obtidas indicaram que os limites de deformabilidade indicados na ficha UIC 776-3R eram excessivamente conservativos, exigindo pontes

também demasiadamente rígidas. A actual norma EN1990-AnnexA2 (2002) já inclui os estudos realizados por esta comissão D190.

A nível de fenómenos de levantamento de apoios em pontes, Goicolea *et al.* (2004) realçou a importância da sua verificação em pontes quando nestas circulam veículos de alta velocidade. Nos seus estudos, foram realizadas análises dinâmicas de um viaduto real sobre o rio Tejo, tendo sido registada a evolução da reacção de apoio num pilar situado entre dois tramos simplesmente apoiados. A análise consistiu na passagem do comboio Eurostar às velocidades de 20 e 225 km/h, sendo a primeira velocidade destinada à determinação da componente estática e a segunda à componente dinâmica da resposta. A velocidade de 225 km/h corresponde à ocorrência de ressonância na estrutura. Dos resultados obtidos (Fig. 1.7), pode observar-se a contribuição da componente estática (E_{sta}; resposta da análise quase estática a 20 km/h) e a contribuição da componente dinâmica (ΔE_{dyn}). Para a velocidade de 225 km/h (considerando a interacção ponte-comboio), o valor da reacção atinge um valor mínimo para um instante após os 7 segundos, não sendo suficiente no caso de estudo para causar o levantamento do apoio dado não estar a ser contabilizada a reacção de apoio relativa às cargas permanentes.

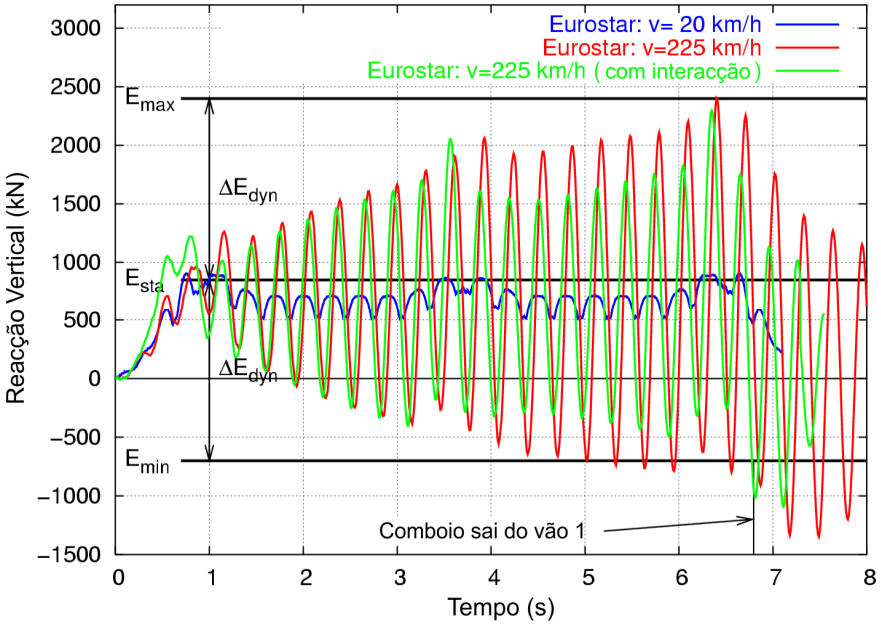


Fig. 1.7 – Registo temporal da reacção vertical num pilar em estudo na ponte de vãos simplesmente apoiados sobre o rio Tejo à passagem do comboio Eurostar. (adaptado de (Goicolea et al., 2004))

Como resultado deste estudo e outros do mesmo tipo, foi proposto um coeficiente de cálculo (ϕ_{min}) para avaliar a possibilidade de ocorrência de levantamento do apoio:

$$\phi_{min} = 2f_e - \phi_r \tag{1.4}$$

em que f_e corresponde à relação entre a resposta estática associada à circulação de um comboio real e a resposta resultante do modelo de cargas estático LM71 e ϕ_r à relação entre a resposta dinâmica máxima e estática máxima para o mesmo modelo de cargas. A condição de não levantamento verifica-se quando ϕ_{min} é superior a zero, sendo necessário verificar se as forças de levantamento não excedem as das cargas permanentes quando o factor atinge valores negativos. O quociente f_e assume habitualmente valores entre os 0,25 e os 0,35.

Existindo um modelo de cargas para consideração dos efeitos dinâmicos em pontes à passagem de comboios, modelo LM71, a comissão D214 da ERRI procurou desenvolver um novo modelo que conseguisse envolver tanto os efeitos dinâmicos como os efeitos de ressonância provocados pela alta velocidade. Assim, esta comissão criou o modelo de cargas UNIV-A que partiu do comboio Eurostar, fazendo variar a sua distância entre eixos (*D*) entre os 18 e os 27 m. Este modelo conseguia gerar uma envolvente de efeitos dinâmicos da maior parte dos comboios de alta velocidade em pontes simplesmente apoiadas, revelando-se no entanto incapaz de incluir os comboios Talgo e Virgin. Assim, no sentido de incluir num único modelo também estes dois comboios e permitir o seu uso em pontes contínuas, desenvolveu-se o modelo que actualmente integra a norma EN1991-2, o modelo de cargas *High Speed Load Model A* (HSLM-A), presente na Fig. 1.8, que integra 10 comboios universais (de A1 a A10) com afastamentos entre eixos de 18 a 27 m, tendo cargas por eixos definidas para conseguir envolver os efeitos dinâmicos provocados pelos comboios existentes actualmente (Quadro 1.4).

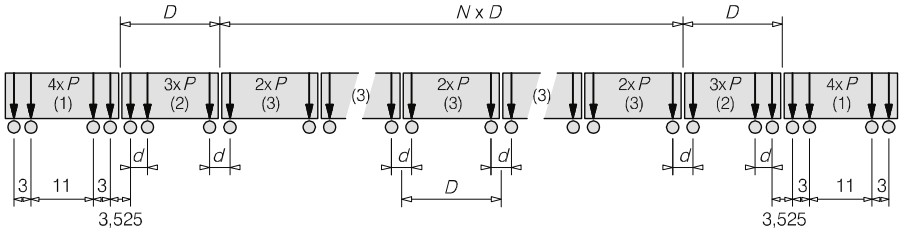


Fig. 1.8 – Modelo de cargas HSLM-A. (adaptado de (EN1991-2, 2003))

Quadro 1.4 – Características resumidas do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2, 2003).

Tipo	Articulado
Comprimento Total	≈330 m a ≈370 m
Comprimento de uma carruagem	18 m a 27 m
Distância entre bogies	2,0 m a 3,5 m
Número de carruagens	11 a 18
Carga por eixo	170 kN a 210 kN
Locomotiva dianteira e traseira	Sim

A envolvente do HSLM-A consegue cobrir todos os comboios nas situações possíveis, encontrando-se os picos de ressonância suficientemente majorados, como apresentado na Fig. 1.9. Assim, este é um modelo universal de dimensionamento de pontes para circulação de veículos de alta velocidade europeus.

A norma EN1991-2 integra ainda um outro modelo de cargas, o HSLM-B (Fig. 1.10), adaptado para pontes de vãos simplesmente apoiados com comprimentos inferiores a 7 metros.

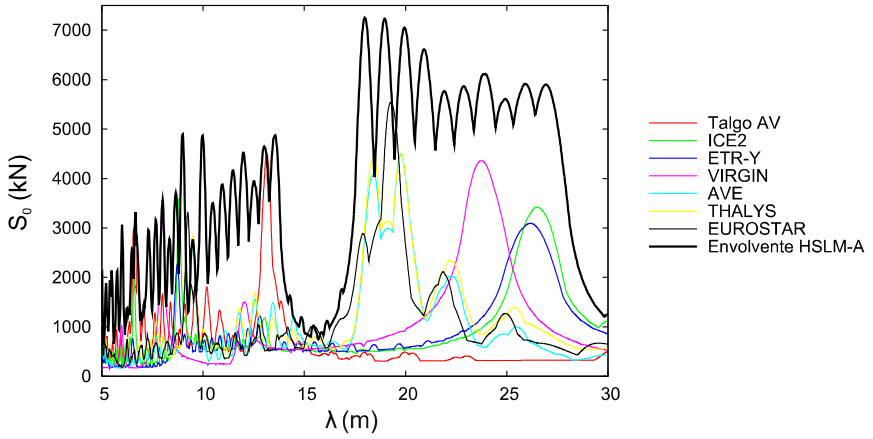


Fig. 1.9 - Comparação da envolvente da assinatura dinâmica (S_0) do modelo HSLM-A com os diferentes tipos de comboio de alta velocidade existentes em função do comprimento de onda (λ). (adaptado de (Goicolea, 2006))

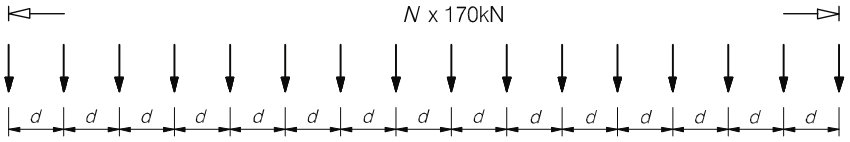


Fig. 1.10 – Modelo de cargas HSLM-B. (adaptado de (EN1991-2, 2003))

2

METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA E ASPECTOS REGULAMENTARES

2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo introduz algumas metodologias de análise dinâmica que actualmente existem para analisar os efeitos dinâmicos provocados pela circulação de comboios em pontes, com especial enfoque nas metodologias de análise numérica. Destas metodologias, explica-se com maior detalhe a forma como se realizou a implementação da metodologia de cargas móveis, a utilizada no presente trabalho.

Finalmente, apresentam-se alguns aspectos regulamentares que actualmente têm que ser verificados em pontes ferroviárias, nomeadamente as verificações da segurança estrutural, da segurança da via-férrea e do conforto dos passageiros.

2.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica pode ser realizada recorrendo a quatro metodologias principais: metodologias analíticas, metodologias simplificadas, metodologias empíricas e metodologias numéricas.

As metodologias analíticas conseguem representar de forma correcta o comportamento dinâmico da estrutura, no entanto, para além de serem análises altamente complexas, o seu campo de aplicabilidade é muito diminuto dado que os estudos existentes apenas abrangem estruturas muito simples sujeitas à passagem de uma ou várias cargas móveis. De referir os estudos realizados por Frýba (1996) nesta área.

No que respeita às metodologias simplificadas, estas têm como base as metodologias analíticas, sendo unicamente aplicáveis em casos de vigas simplesmente apoiadas e em que o primeiro modo de vibração vertical é suficiente para caracterizar a resposta dinâmica. Esta metodologia desenvolve respostas com base em séries harmónicas, gerando uma envolvente de resultados, não exigindo análises complexas por métodos numéricos ou analíticos. Destacam-se dois principais métodos: o métodos DER (Decomposição da Excitação de Ressonância) e o método LIR (Linha de Influência Residual), podendo ser encontrado o seu desenvolvimento em Ribeiro (2004).

As metodologias empíricas são metodologias que têm como objectivo estimar resultados para as pontes em estudo, realizado extrapolações com base em campanhas de medições realizadas em pontes existentes sujeitas à passagem de comboios. A grande limitação deste tipo de metodologias, prende-se

com o facto de só poderem ser aplicada a pontes com características semelhantes às das usadas nas medições, assim como apenas para comboios do mesmo tipo.

Finalmente, as metodologias numéricas são actualmente as mais usuais por permitirem análises a estruturas com um elevado grau de complexidade, pois permitem a sua aplicação a modelos numéricos avaliados pelo método dos elementos finitos. As análises dinâmicas através destes métodos podem ser demoradas, no entanto, com a rápida evolução da capacidade de processamento dos computadores, esta desvantagem tem vindo a diluir-se. No ponto seguinte, são apresentadas algumas das mais usuais metodologias numéricas.

2.2.1. METODOLOGIAS NUMÉRICAS

De entre as metodologias numéricas existentes, as mais usuais são as de interacção ponte-comboio e as de cargas móveis, tendo sido aplicada neste trabalho esta última metodologia.

2.2.1.1. Metodologia de interacção ponte-comboio

Numa metodologia do tipo interacção ponte-comboio, são modeladas as duas estruturas que interagem entre si: a ponte e o comboio. Este método, que aplica o modelo do comboio a circular sobre o modelo da ponte, possibilita uma análise mais rigorosa dos efeitos dinâmicos induzidos pelo comboio na ponte e vice-versa, permitindo que sejam avaliadas para além das vibrações na obra de arte, as vibrações nas carruagens. Estes registos de vibrações, permitem ainda a avaliação do conforto dos passageiros, algo que não é possível na metodologia de cargas móveis.

Na modelação do comboio, é necessário conhecer as características mecânicas dos elementos que o constituem:

i. Carruagem: simulada como corpo rígido de massa M_c e inércia à rotação I_c;
ii. Suspensão secundária (ligação entre a carruagem e os bogies): simulada com recurso a molas de rigidez K_s e amortecimento C_s;
iii. Bogie: simulado como corpo rígido de massa M_b e inércia à rotação I_b;
iv. Suspensão primária (ligação entre os bogies e as rodas): simulada com molas de rigidez K_p e amortecimento C_p;
v. Roda: simulada como massa concentrada de valor M_r.

Na Fig. 2.1 encontra-se um esquema exemplo com a disposição a adoptar para os elementos de uma carruagem de comboio na sua modelação.

Para o cálculo da resposta dinâmica tendo em conta a interacção ponte-comboio, existem vários métodos. Em 1995, foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto uma metodologia iterativa (Calçada, 1995) e em 2008 desenvolveu-se um método não iterativo (Neves et al., 2008) baseado no método *Hilbert-Huges-Taylor* (HHT), que permite uma maior rapidez na análise dinâmica sem prejuízo do rigor dos resultados.

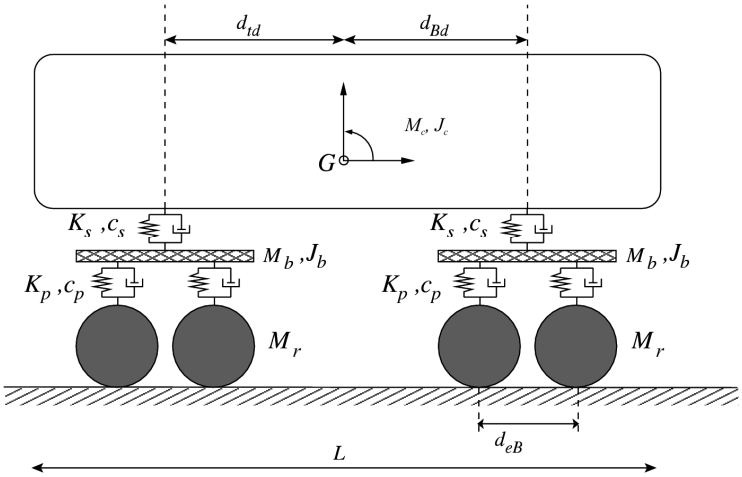


Fig. 2.1 – Exemplo de modelo estrutural de uma carruagem de comboio em análises com interacção ponte-comboio. (adaptado de (Goicolea et al., 2004))

2.2.1.2. Metodologia de cargas móveis

A metodologia de cargas móveis resume os comboios a um conjunto de cargas, de valor igual à carga estática exercida por cada eixo do comboio, que se deslocam ao longo da ponte de modo a simular a passagem do comboio. Esta simplificação não permite incluir a interacção ponte-comboio já que não são consideradas as suspensões do comboio, eliminando-se assim as variações de carregamento que daí surgem. O facto de ser desprezada a massa do comboio, faz com que também não sejam consideradas alterações nas frequências de vibração do conjunto ponte-comboio. Outra desvantagem deste método é a impossibilidade de avaliação directa das acelerações ao nível das carruagens, impedindo um maior rigor na definição do grau de conforto sentido pelos passageiros. No entanto, por não exigir a modelação do comboio, este método permite poupar algum tempo de modelação e, mais importante ainda, tempo de cálculo, sobretudo quando comparado com os métodos iterativos de interacção ponte-comboio.

No ponto que se segue, apresenta-se como foi realizada a implementação desta metodologia com auxílio dos programas comerciais ANSYS e MATLAB.

2.3. IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS EM ANSYS-MATLAB

A análise dinâmica com cargas móveis aplicada a pontes ferroviárias, foi aplicada neste trabalho com recurso a dois programas comerciais: ANSYS e MATLAB. O procedimento completo, pode ser dividido em quatro fases principais:

i. Fase de geração do modelo e análise modal;
ii. Fase de extracção dos deslocamentos verticais modais dos nós da via-férrea;
iii. Fase de extracção dos valores modais das grandezas a medir;
iv. Fase de análise dinâmica.

As três primeiras fases foram implementadas em ANSYS com auxílio da linguagem de programação própria do programa, *ANSYS Parametric Design Language* (APDL). A última fase é aplicada com recurso à linguagem de programação MATLAB, utilizando-se funções criadas por Albuquerque (2009).

De referir que é possível realizar a análise dinâmica completa apenas com recurso ao software ANSYS. Contudo, a execução dos cálculos nesta plataforma consome uma quantidade de tempo muito superior à exigida pelas funções MATLAB, dado que nesta última apenas são usados os dados modais estritamente necessários à obtenção dos resultados pretendidos, ao contrário do ANSYS que faz uso da informação completa do modelo. Com esta liberdade de gestão dos resultados intermédios, Albuquerque (2009) verificou em alguns exemplos de validação das suas funções MATLAB reduções do tempo de cálculo de vários dias para uns meros 10 minutos.

Justificações para tais diferenças no tempo de cálculo decorrem da maneira como os programas lidam com os dados. Numa análise dinâmica em ANSYS, o programa, para cada instante de tempo, guarda várias informações do modelo (nós com cargas aplicadas nesse instante, restrições aos deslocamentos dos nós etc.) em ficheiros de formato de texto (ASCII). Seguidamente, o programa lê cada um desses ficheiros para resolver o sistema dinâmico, gerando um grande ficheiro de resultados (*.rst) de onde são extraídos pelo ANSYS as grandezas pretendidas. O baixo desempenho deste cálculo resulta da necessidade de criação e leitura de ficheiros de texto, ao passo que o MATLAB realiza o cálculo de forma matricial em formato binário. Adicionalmente, para cada instante de tempo, no MATLAB apenas é utilizada a informação estritamente necessária, não sendo necessário trabalhar num grande ficheiro que contém todos os instantes de tempo, como sucede no ANSYS.

Nos pontos seguintes faz-se uma descrição das quatro fases da análise dinâmica.

2.3.1. Fase de geração do modelo e análise modal

Nesta primeira fase, gera-se o modelo de elementos finitos da estrutura em estudo, recorrendo ao software ANSYS. Finalizado o modelo, inicia-se uma análise modal da estrutura, podendo ser seleccionadas a gama de frequências modais pretendidas, assim como o tipo de resultados que se pretende extrair da análise.

2.3.2. Fase de extracção dos deslocamentos verticais modais dos nós da via-férrea

Realizada a análise modal, extraem-se resultados modais do software ANSYS tirando partido da linguagem APDL que permite um fácil registo em ficheiros de texto dos resultados modais pretendidos. Guardam-se duas matrizes, uma contendo as massas modais e outra as frequências modais.

Para permitir o cálculo das forças modais por parte das funções MATLAB de Albuquerque (2009), é necessário extrair do ANSYS informação relativa à via-férrea. Assim, para cada carril, é registado para cada k-ésimo nó e j-ésimo modo de vibração o deslocamento vertical da configuração modal, sendo os valores armazenados numa matriz. Criam-se, assim, tantas matrizes quanto o número de carris existentes.

Esta fase e a descrita em 2.3.1, apenas se realiza uma única vez desde que não se altere o modelo de elementos finitos.

2.3.3. Fase de extracção dos valores modais das grandezas a analisar

Neste passo extraem-se do ANSYS os valores modais das grandezas que se pretendem avaliar na análise dinâmica, podendo ser registados deslocamentos, forças, momentos, tensões etc. Inicialmente,

faz-se uma selecção dos nós para os quais se desejam registar esses resultados e, para cada grandeza, é criada uma matriz que guarda os valores modais de cada nó.

Esta fase pode ser repetida caso se opte por seleccionar outras grandezas e/ou nós, sem que seja necessário refazer as fases descritas em 2.3.1 e 2.3.2.

2.3.4. Fase de análise dinâmica

Esta é a única fase em que se usa as potencialidades do MATLAB, mais propriamente das funções criadas por Albuquerque (2009). Para a execução destas funções, foi usado um script criado pelo autor que automatizou o processo de cálculo.

O processo de geração das forças modais para uma dada velocidade de circulação envolve uma série de passos que são descritos neste ponto.

O tempo de circulação do comboio ao longo dos carris do modelo é definido por:

$$t^{v}_{passagem} = \frac{L_{carril} + L_{comboio}}{v} \tag{2.1}$$

sendo v a velocidade de circulação, L_{carril} o comprimento de um dos carris e $L_{comboio}$ o comprimento do comboio. O tempo total de análise, t^{v}_{total}, é dado pelo tempo de passagem do comboio, acrescido do tempo que se pretende que o modelo esteja em vibração livre ($t_{vib.livre}$).

$$t^{v}_{total} = t^{v}_{passagem} + t_{vib.livre} \tag{2.2}$$

Para realizar a análise dinâmica, é necessário definir o espaçamento entre instantes de tempo de análise, Δt, sendo o cálculo tanto mais demorado quanto menor for este intervalo de tempo. A fixação deste valor deve cumprir o menor dos critérios (2.3) e (2.4) encontrados em ERRI D214/RP9 (2001), em que f_{max} é a frequência de vibração máxima utilizada, L o comprimento do vão em análise, n o número de modos de vibração e v_{max} a velocidade máxima do comboio.

$$\Delta t = \frac{1}{8 f_{max}} \tag{2.3}$$

$$\Delta t = \frac{L}{4 n v_{max}} \tag{2.4}$$

Com o primeiro critério, procura-se garantir que o ciclo do movimento sinusoidal de maior frequência seja representado pelo menos com oito pontos, tentando o segundo critério assegurar que o incremento de tempo o consegue caracterizar com suficiente precisão a excitação. Contudo, Ribeiro (2004) realizou análises comparativas das respostas de uma ponte para vários intervalos de tempo, concluindo que para conseguir descrever mais correctamente os campos de acelerações na ponte em análise, seria mais adequada a aplicação da expressão (2.5) para definir este parâmetro.

$$\Delta t = \frac{1}{20 f_{max}} \tag{2.5}$$

Definido o incremento de tempo, Δt, obtém-se o número total de instantes de tempo a considerar a partir de

$$m^{v} = \frac{t^{v}_{total}}{\Delta \mathrm{t}} + 1 \tag{2.6}$$

Em cada instante de tempo de análise é calculada a posição das cargas pontuais correspondentes às rodas do comboio (r) de acordo com a velocidade de circulação, sendo então calculadas as forças

aplicadas pelo comboio nos nós do carril por intermédio da função de forma (2.7) representada na Fig. 2.2.

$$N_{r,k}(t) = \begin{cases} \dfrac{x_r - x_{k-1}}{x_k - x_{k-1}}, x_{k-1} \leq x_r(t) < x_k \\ \dfrac{x_{k+1} - x_r}{x_{k+1} - x_k}, x_k \leq x_r(t) < x_{k+1} \\ 0 \quad , x_r(t) \notin [x_{k-1}, x_{k+1}[\end{cases} \tag{2.7}$$

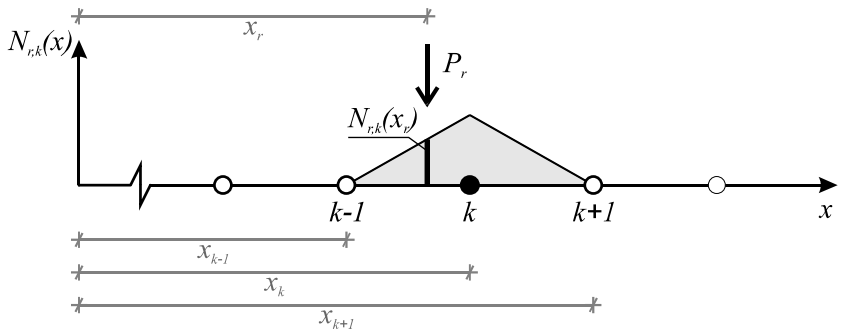


Fig. 2.2 – Representação da função de forma para aplicação forças da roda no nó (k) do carril.

Neste sistema de equações, x_r corresponde à coordenada longitudinal do eixo do comboio, x_k à do nó em análise e x_{k-1} e x_{k+1} dos nós anterior e seguinte ao nó em análise, respectivamente.

Em cada instante de tempo, é calculada para cada nó a força exercida pelas rodas a partir de (2.8),

$$f_k(t) = \sum_{r=1}^{R} N_{r,k}(t) P_r \tag{2.8}$$

sendo R o número de rodas e P_r o peso exercido pela roda r. A força modal é dada pela soma do produto do deslocamento vertical de cada nó k no modo de vibração j pela força f_k no instante em análise, para os K nós da via:

$$F_j(t) = \sum_{k=1}^{K} u_{k,j}^{vertical} f_k(t) \tag{2.9}$$

Para caracterizar a resposta dinâmica da ponte, apenas é necessário considerar a equação de equilíbrio dinâmico (2.10),

$$M_j \ddot{Y}_j + \underbrace{2\xi_j M_j \omega_j}_{C_j} \dot{Y}_j + \underbrace{M_j \omega_j{}^2}_{K_j} Y_j = F_j \tag{2.10}$$

em que M_j é a massa modal e ω_j é a frequência modal em rad/s, valores extraídos do ANSYS. C_j e K_j são o amortecimento e a rigidez modais, respectivamente, e $\ddot{Y}_j$, $\dot{Y}_j$ e Y_j são as acelerações, velocidades e coordenadas modais, respectivamente. A variável ξ_j é o coeficiente de amortecimento modal que pode ser definido com base em ensaios experimentais ou então fixado seguindo, por exemplo, as indicações presentes na norma EN1991-2 (2003).

Usando o método de Newmark, é possível calcular as acelerações, velocidades e coordenadas modais para cada instante de tempo. Conhecidos estes valores, pode-se realizar a sobreposição modal para os

J modos de vibração, calculando de forma genérica a evolução ao longo do tempo da i-ésima grandeza G_i (extraída em 2.3.3) no k-ésimo ponto através de

$$G_{i,k}(t) = \sum_{j=1}^{J} G_{i,j,k} \cdot Y_j(t) \tag{2.11}$$

Para grandezas como acelerações ou velocidades, o cálculo é ligeiramente diferente, sendo usadas as equações (2.12) e (2.13), respectivamente.

$$\ddot{u}_k(t) = \sum_{j=1}^{J} u_{j,k} \cdot \ddot{Y}_j(t) \tag{2.12}$$

$$\dot{u}_k(t) = \sum_{j=1}^{J} u_{j,k} \cdot \dot{Y}_j(t) \tag{2.13}$$

Após o cálculo do valor das grandezas ao longo do tempo, os dados podem ser tratados directamente em MATLAB ou exportados para outros programas, como por exemplo, folhas de cálculo.

2.3.5. VALIDAÇÃO DA METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS EM ANSYS-MATLAB

Criado o código para realizar a simulação com o modelo de cargas móveis, é necessário validar o programa. Escolheu-se adoptar um exemplo apresentado na ERRI D214/RP9 (2001). Deste exemplo é conhecida a resposta em acelerações e deslocamentos a meio vão, ao longo do tempo, de uma viga simplesmente apoiada à passagem do modelo de cargas do comboio EUROSTAR à velocidade de 269 km/h, velocidade de ocorrência de ressonância nessa estrutura. Esta viga caracteriza-se por ter 10 m de vão (L), massa por unidade de comprimento (m) de 10 t/m, coeficiente de amortecimento de 1% e frequência fundamental de vibração (f) de 8 Hz. Como é sabido, para vigas isostáticas, a primeira frequência própria pode ser obtida por

$$\omega = 2\pi f = \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} \tag{2.14}$$

podendo-se assim descobrir a rigidez (EI) da viga, que neste caso corresponde a aproximadamente 2593 MNm^2.

Os resultados apresentados em ERRI D214/RP9 (2001) encontram-se na Fig. 2.3 (acelerações) e na Fig. 2.5 (deslocamentos). A Fig. 2.4 e a Fig. 2.6 mostram respectivamente as acelerações e deslocamentos obtidos pelo programa.

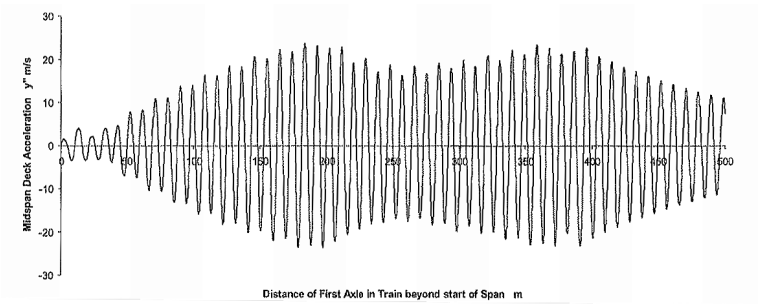


Fig. 2.3 – Resposta dinâmica em acelerações da viga exemplo (adaptado de (ERRI D214/RP 9, 2001)).

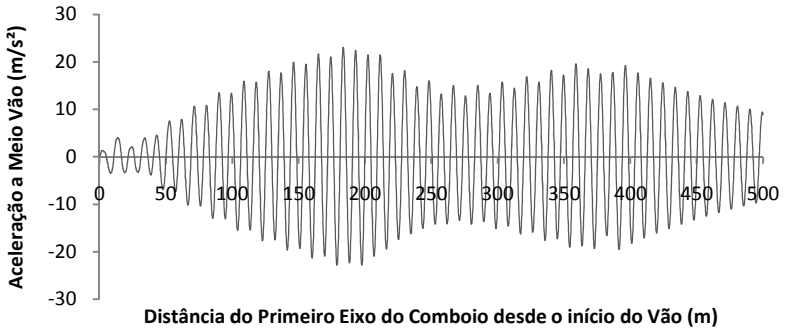


Fig. 2.4 – Resposta dinâmica em acelerações da viga exemplo (programa).

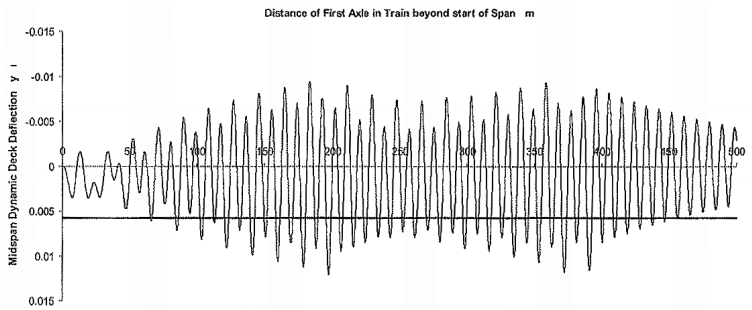


Fig. 2.5 – Resposta dinâmica em deslocamentos da viga exemplo (adaptado de (ERRI D214/RP 9, 2001)).

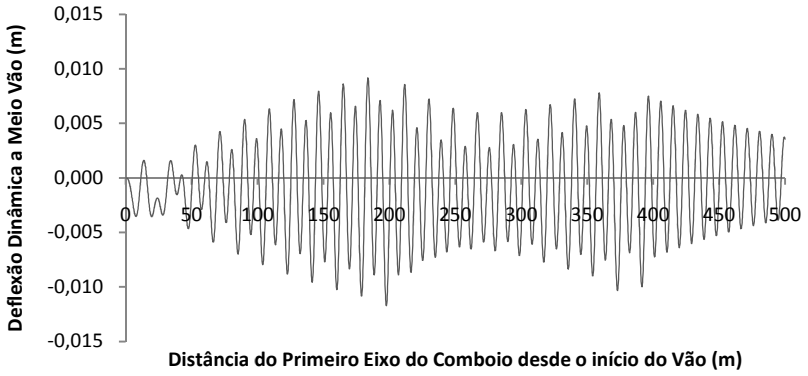


Fig. 2.6 – Resposta dinâmica em deslocamentos da viga exemplo (programa).

Da comparação entre os gráficos obtidos constata-se uma perfeita concordância com os resultados constantes na ERRI D214/RP9 (2001), significando que o programa se encontra validado.

2.4. ASPECTOS REGULAMENTARES

Em vias ferroviárias de circulação de comboios convencionais é suficiente considerar os efeitos dinâmicos causados pela passagem de comboios através da amplificação dos efeitos estáticos por um factor de amplificação dinâmica. A EN1991-2 (2003) prevê o modelo de cargas estáticas LM71, em

que a simulação dos efeitos dinâmicos se obtêm por multiplicação dos efeitos deste carregamento por factores de amplificação Φ, que pode assumir o valor de Φ_2 no caso de via com manutenção cuidada ou Φ_3 no caso de a manutenção ser corrente.

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0{,}82 \qquad \text{com: } 1{,}00 \leq \Phi_2 \leq 1{,}67 \tag{2.15}$$

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}73 \qquad \text{com: } 1{,}00 \leq \Phi_3 \leq 2{,}00 \tag{2.16}$$

O factor L_Φ é o comprimento "determinante" de acordo com o elemento estrutural em causa.

Contudo, com a evolução dos veículos ferroviários, tanto em dimensões como em velocidade de circulação, que passaram a exceder os 200 km/h, os modelos de amplificação de efeitos de carregamentos estáticos deixaram de ser suficientes para contabilizar correctamente os efeitos despoletados pelas altas velocidades atingidas, os fenómenos de ressonância.

Assim, surgiu a necessidade de criar normas com vista a guiar o dimensionamento de pontes ferroviárias de alta velocidade, tendo os estudos da comissão ERRI D214 sido incluídos na última versão da EN1991-2 (2003) e EN1990-AnnexA2 (2002).

A necessidade de realizar ou não análises dinâmicas nas pontes ferroviárias é definida de acordo com os critérios presentes no fluxograma da norma EN1991-2 (2003), representado na Fig. 2.7.

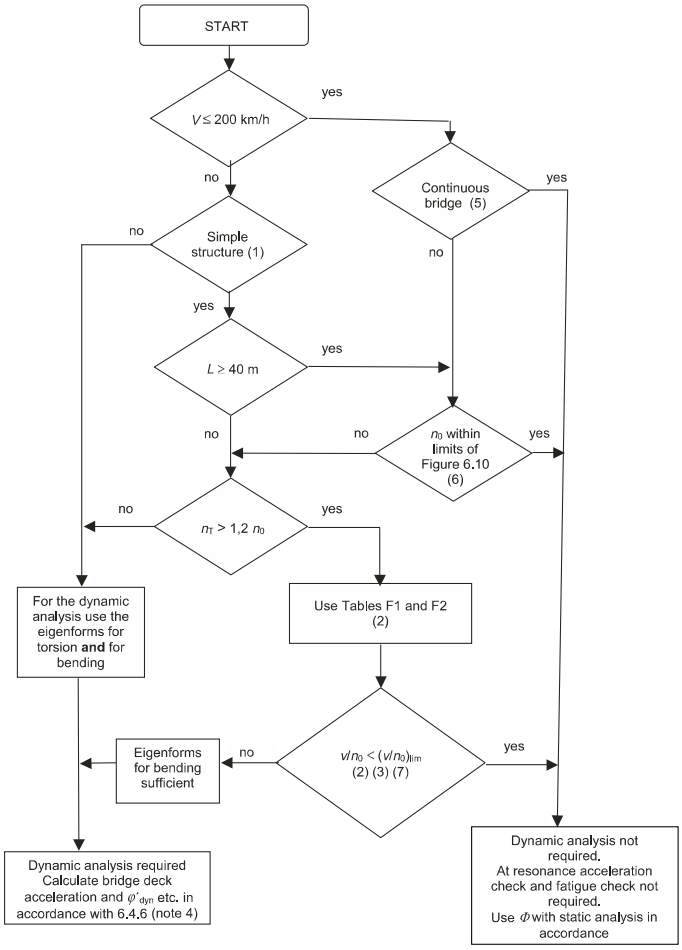


Fig. 2.7 – Fluxograma de determinação da necessidade de análise dinâmica de uma ponte. (adaptado de (EN1991-2, 2003))

Na Fig. 2.7, v é a velocidade máxima nominal (m/s), V é a velocidade de circulação no local (km/h), L o vão da ponte, n_0 a frequência do primeiro modo de vibração vertical e n_T a frequência do primeiro modo de torção.

No dimensionamento de pontes ferroviárias, tem que se ter em conta critérios gerais essenciais, sendo eles:

- critérios de segurança estrutural;
- critérios de segurança da via;
- critérios de conforto dos passageiros.

Nos pontos seguintes faz-se uma breve descrição destes três critérios.

2.4.1. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL

A verificação da segurança da estrutura depende da necessidade ou não da realização de uma análise dinâmica. A avaliação dessa necessidade, como referido anteriormente, é feita de acordo com o fluxograma da Fig. 2.7.

Quando não é exigida análise dinâmica, o dimensionamento da estrutura é realizado considerando o factor de amplificação dinâmico

$$(1 + \varphi' + 0.5\varphi'') \tag{2.17}$$

no caso de vias com manutenção cuidada, ou

$$(1 + \varphi' + \varphi'') \tag{2.18}$$

caso a via tenha uma manutenção normal.

O factor φ' é uma parcela que admite que a via é perfeita, assumindo o valor

$$\varphi' = \begin{cases} \dfrac{K}{1 - K - K^4}; & K < 0{,}76 \\ 1{,}325; & K \geq 0{,}76 \end{cases} \tag{2.19}$$

onde

$$K = \frac{v}{2L_\Phi n_0} \tag{2.20}$$

em que v é a velocidade máxima de circulação do comboio em m/s e L_Φ e n_0 têm o significado indicado anteriormente.

A parcela φ'' pretende ter em conta as irregularidades da via e das rodas do comboio, sendo calculada a partir de

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100}\left(56e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 50\left(\frac{L_\Phi n_0}{80} - 1\right)e^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2}\right) \qquad com: \varphi'' \geq 0 \tag{2.21}$$

com α a tomar o valor de

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{v}{22}, v \leq 22\ m/s \\ 1, v > 22\ m/s \end{cases} \tag{2.22}$$

No caso de ser requerida uma análise dinâmica, os esforços ou deslocamentos de dimensionamento são definidos como o valor mais desfavorável resultante de

$$\left(1+\varphi'_{dyn}+\varphi''/2\right)\begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \tag{2.23}$$

ou

$$\Phi \times (LM71"+"SW/0) \tag{2.24}$$

em que HSLM (*High Speed Load Model*) é o modelo de carregamento para veículos de alta velocidade, RT (*Real Train*) é o carregamento de comboios reais e LM71"+"SW/0 é um modelo de carregamento estático. O factor Φ já foi anteriormente definido, enquanto o valor φ'_{dyn} é dado por

$$\varphi'_{dyn} = max\left|y_{dyn}/y_{stat}\right| - 1 \tag{2.25}$$

onde y_{dyn} é a máxima resposta dinâmica e y_{stat} o correspondente máximo estático devido ao RT ou HSLM. Em (2.23), caso a manutenção da via seja normal, deverá ser usado φ'' em vez de $\varphi''/2$ (valor correspondente a uma via com manutenção cuidada).

2.4.2. Critérios de segurança da via

As normas europeias exigem, para além da segurança estrutural, a verificação de segurança da via-férrea com vista a garantir condições de segurança aos veículos que nela circulam. Assim, são impostas medidas que tentam controlar fenómenos de instabilidade do balastro, redução do contacto entre a roda e o carril, deflexão e torção excessiva do tabuleiro, levantamento dos apoios etc, com vista a minimizar as possibilidades de descarrilamento dos comboios .

Nos pontos seguintes, apresentam-se algumas dessas verificações, sendo elas:

i. Aceleração vertical máxima do tabuleiro;
ii. Deformação vertical máxima do tabuleiro;
iii. Levantamento dos apoios.

2.4.2.1. Aceleração vertical máxima do tabuleiro

Com vista a impedir a instabilização do balastro no caso de vias balastradas ou a perda de contacto entre a roda do comboio e o carril, são impostos pela EN1990-AnnexA2 (2002) limites de aceleração vertical do tabuleiro onde a via se apoia de 3,5 m/s^2 em pontes balastradas e 5,0 m/s^2 em pontes de via não balastrada.

2.4.2.2. Deformação vertical máxima do tabuleiro

A norma EN1990-AnnexA2 (2002) refere que a deformação vertical máxima medida ao longo de qualquer uma das vias existentes na ponte quando sujeita ao carregamento do modelo de cargas LM71 não pode exceder 1/600 do vão (L):

$$\delta_{LM71} \leq \frac{L}{600} \tag{2.26}$$

2.4.2.3. Levantamento dos apoios

A limitação do levantamento dos apoios tem como objectivo evitar a rotura prematura dos apoios da ponte. A verificação deste estado limite faz-se garantindo que a reacção do apoio ao longo do tempo (R_{apoio}) é sempre positiva, isto é, tem que se verificar a condição:

$$R_{apoio}(t) = R_G + R_{Dinâmica}(t) \geq 0 \quad ,\forall t \tag{2.27}$$

em que R_G é a reacção do apoio às cargas permanentes e $R_{Dinâmica}$ é a parcela correspondente ao efeito dinâmico da passagem do comboio.

2.4.3. CRITÉRIOS DE CONFORTO DOS PASSAGEIROS

A avaliação do nível de conforto dos passageiros está relacionada com a aceleração a que estão sujeitos durante a aproximação, passagem e afastamento da ponte. A classificação atribuída ao nível de conforto segundo a EN1990-AnnexA2 (2002) é dada de acordo com os valores máximos de aceleração vertical atingidos dentro das carruagens (b_v'), definidos no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Níveis de conforto recomendados (EN1990, 2002).

Nível de conforto	Aceleração vertical b_v' (m/s^2)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Estes níveis encontram-se definidos para acelerações dentro das carruagens, sendo apenas possível realizar uma análise directa das acelerações atingidas com a adopção de modelos com interacção ponte-comboio, modelos esses que exigem elevado tempo de processamento. A EN1990-AnnexA2 (2002) admite uma avaliação do nível de conforto com recurso a um método simplificado que se baseia na deflexão vertical máxima (δ) da ponte quando sujeita ao carregamento estático do LM71 multiplicado pelo factor Φ. A Fig. 2.8 apresenta o ábaco da norma referente a um nível de conforto Muito Bom (b_v'=1,0 m/s^2) para pontes com três ou mais vãos simplesmente apoiados.

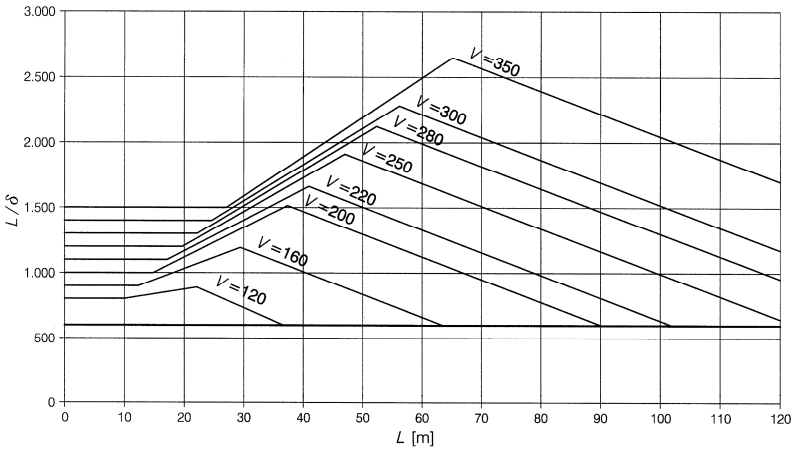


Fig. 2.8 – Deflexão vertical máxima, em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, em função da velocidade para um nível de conforto Muito Bom. (adaptado de (EN1990, 2002))

No caso de outros níveis de conforto, os valores de L/δ devem ser divididos pelo correspondente b_v'.

3
MODELAÇÃO DO FLYOVER DE ALVERCA

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se o viaduto ferroviário em estudo, o Flyover de Alverca situado na Linha do Norte. O viaduto é constituído por tramos em caixão com vigas pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado simplesmente apoiadas em pilares, sendo uma importante estrutura ferroviária por permitir o cruzamento de comboios a níveis diferentes. Para uma melhor compreensão do caso de estudo, são apresentados detalhes do viaduto relevantes para a sua modelação.

Dos 47 tramos, apenas foram estudados os dois primeiros do viaduto Norte, tendo sido criados um total de sete modelos, com diferentes graus de complexidade de modelação, com o objectivo de posteriormente realizar uma análise comparativa.

O primeiro modelo (A) é o mais complexo, representando os três primeiros tramos e um troço de via junto ao encontro para ter em consideração a ligação de continuidade promovida pela via-férrea. Os dois modelos seguintes (B1 e B2) são mais simples, apenas se representando cada um dos tramos separadamente, mas continuando a considerar-se a ligação da via-férrea para os tramos contíguos por meio da criação de troços de via apoiada em superfície rígida. Os quarto e o quinto modelos (C1 e C2), são idênticos aos dois anteriores, mas elimina-se qualquer ligação de continuidade. Finalmente, os dois últimos modelos (D1 e D2) são os mais simples, diferindo dos dois últimos apenas por se eliminar a modelação da via-férrea.

Apresentam-se ainda os valores das propriedades iniciais atribuídas aos materiais e elementos constituintes do Flyover.

3.2. O FLYOVER DE ALVERCA

O Flyover de Alverca (Fig. 3.1) é um viaduto ferroviário com 1091 metros de comprimento que se situa em Portugal no troço de caminho-de-ferro que liga as cidades de Lisboa e Porto, a Linha do Norte. Localizado entre as estações de Póvoa e Alverca (Fig. 3.2), iniciando-se a Sul no ponto quilométrico 18+676,367, este viaduto possibilita o cruzamento de vias-férreas a níveis diferentes.

Fig. 3.1 – Fotografia parcial do Flyover de Alverca (viaduto Norte).

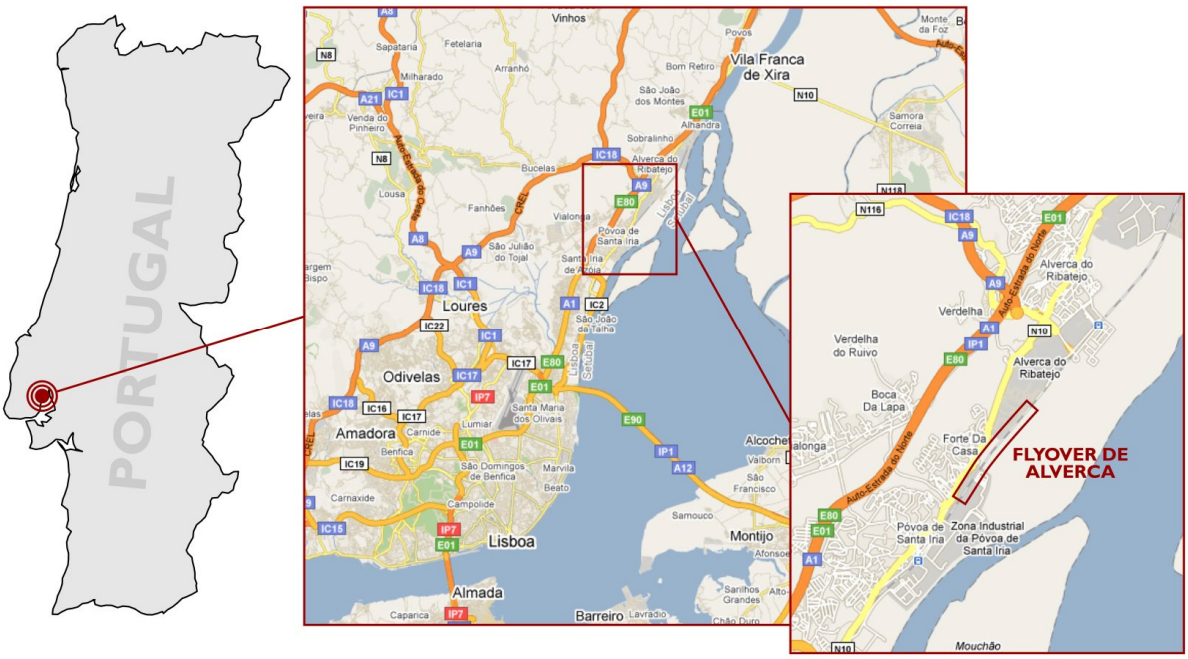


Fig. 3.2 – Localização do Flyover de Alverca (adaptado de (Google, 2010)).

O Flyover é composto essencialmente por cinco troços. De Sul para Norte, no primeiro troço de aproximação ao viaduto propriamente dito, ocorre uma elevação gradual da via-férrea em relação às restantes vias. Para que esta elevação se realize sem afectar as vias adjacentes, é utilizada uma solução de terra armada na zona inferior do tabuleiro. O segundo troço, já em viaduto, é constituído por uma sucessão de vãos ascendentes que vencem distâncias entre os 16,5 m e os 21,0 m (Fig. 3.3 a).

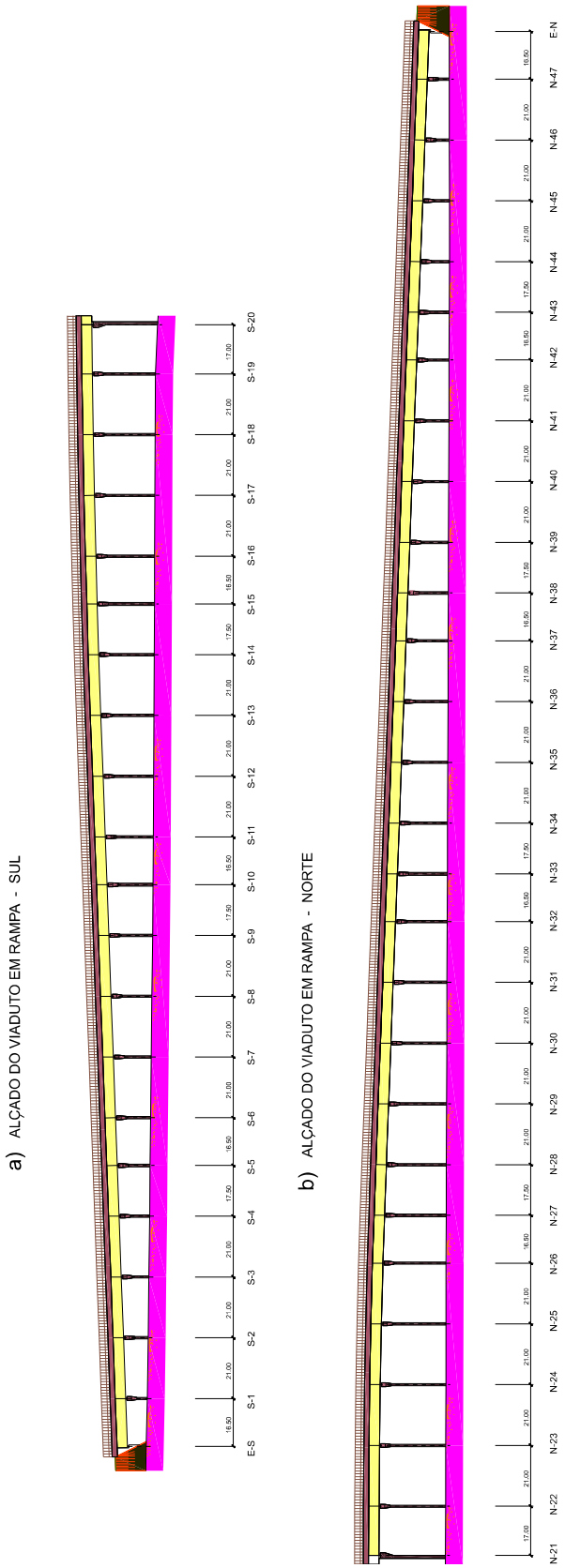


Fig. 3.3 – Alçados dos viadutos em rampa, (a) Sul e (b) Norte, do Flyover de Alverca (relação de escalas vertical/horizontal = 3/1).

Este troço é seguido de uma zona em que ocorre o cruzamento de vias, apoiada numa estrutura de pórticos sucessivos (Fig. 3.4 e Fig. 3.5).

Fig. 3.4 – Fotografia aérea da zona porticada de cruzamento de vias-férreas. (adaptado de (Microsoft, 2010))

Fig. 3.5 – Fotografia da zona porticada de cruzamento de vias-férreas (sentido Norte-Sul).

Realizado o cruzamento, o quarto troço é semelhante ao segundo, mas com inclinação descendente (Fig. 3.3 b). Finalmente, quando a altura ao solo é suficientemente reduzida, o Flyover toma uma configuração idêntica à do primeiro troço, isto é, é adoptada uma solução de terra armada até que a via-férrea atinja o nível das restantes vias.

Os tramos do Flyover (Fig. 3.6) são constituídos por vigas U pré-fabricadas de betão armado pré-esforçado (pré-esforço por pré-tensão), simplesmente apoiadas nas suas extremidades. Após a colocação em obra destas vigas, são instaladas pré-lajes de betão que funcionam como cofragem inferior, permitindo a betonagem *in situ* da laje. Posteriormente, são betonados os muros guarda-balastro e, finalmente, são colocadas as vigas de bordadura, as grades guarda-corpos, o balastro e a via-férrea.

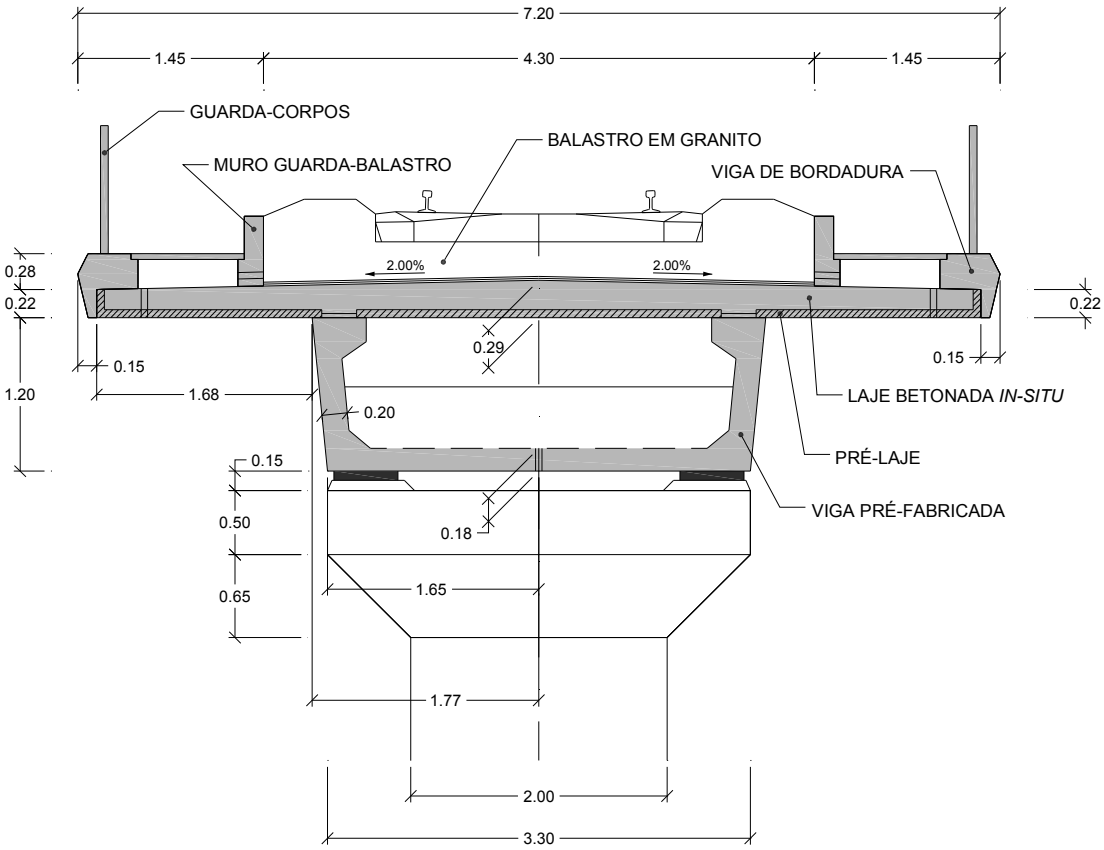


Fig. 3.6 – Secção transversal do tabuleiro.

As vigas U pré-esforçadas têm armadura de pré-esforço alojada na laje inferior (Fig. 3.7), sendo a sua quantidade variável consoante o vão e ainda dependendo da zona na direcção longitudinal da viga (Quadro 3.1).

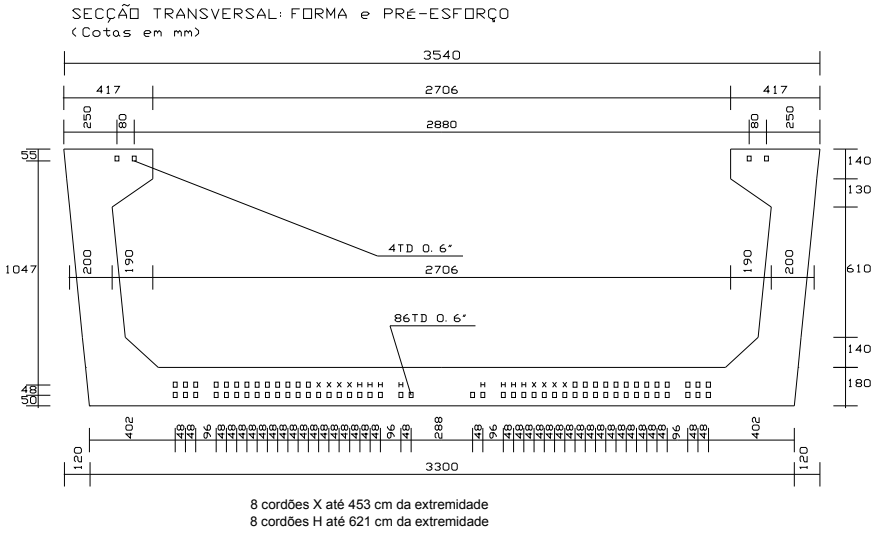


Fig. 3.7 – Localização transversal da armadura de pré-esforço no tramo de 21,0 m.

Quadro 3.1 – Número e localização longitudinal dos cordões da armadura de pré-esforço.

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		0,000	
	52		70
3,335		4,530	
	58		78
5,475		6,210	
	64		86
10,965		14,730	
	58		78
13,105		16,410	
	52		70
16,440		20,940	

Os apoios de cada tramo são de neopreno cintado, sendo fixos na direcção transversal, enquanto na direcção longitudinal – no sentido ascendente – os apoios são alternadamente fixos (Tipo F, Fig. 3.8) e não fixos (Tipo T, Fig. 3.9), como apresentado na Fig. 3.10. O centro destes apoios, na direcção longitudinal, encontra-se a 0,32 m das extremidades das vigas pré-fabricadas.

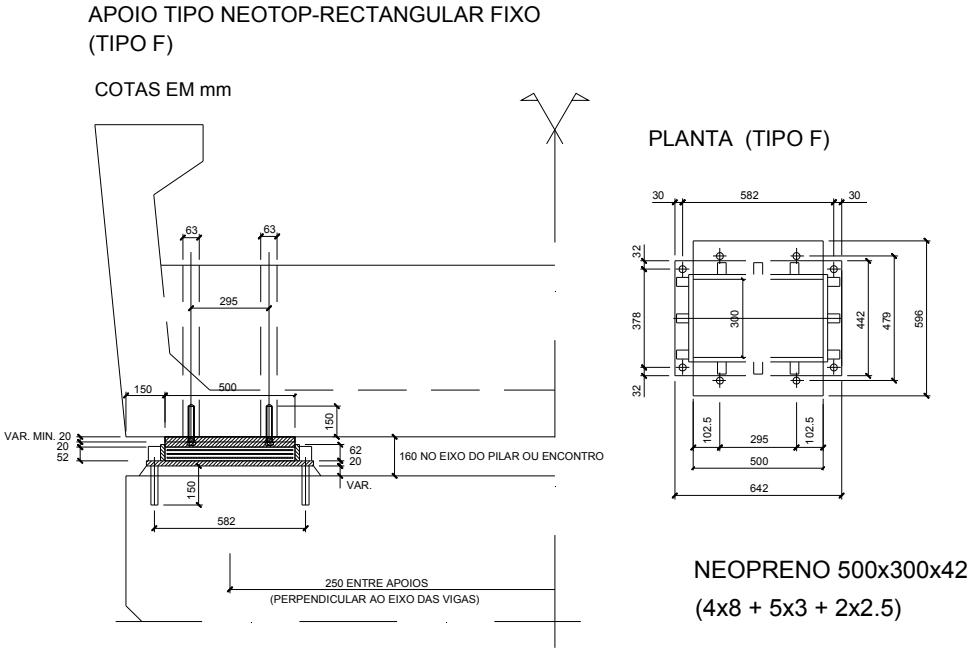


Fig. 3.8 – Apoio de neopreno cintado Tipo F.

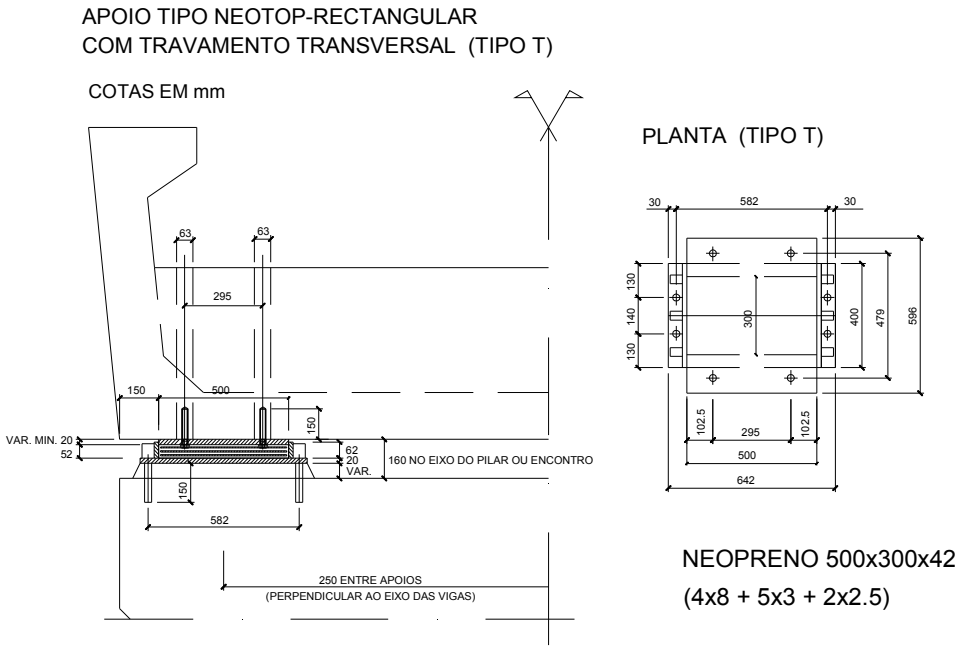


Fig. 3.9 – Apoio de neopreno cintado Tipo T.

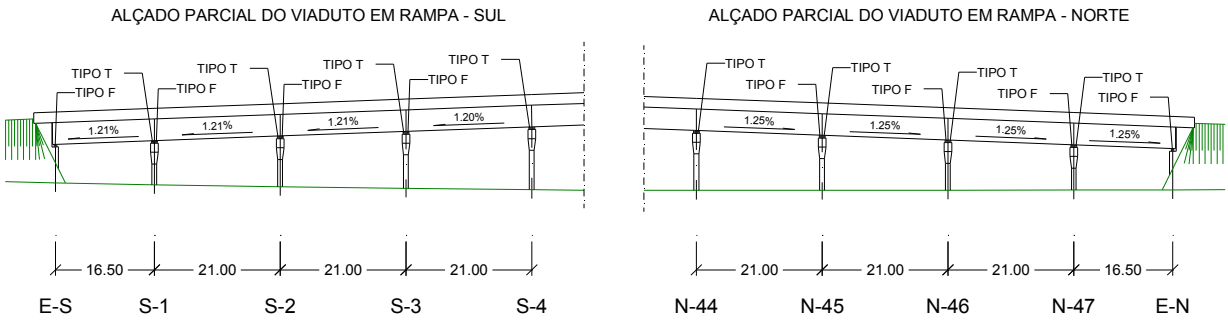


Fig. 3.10 – Localização dos apoios Tipo F e Tipo T (relação de escalas vertical/horizontal = 3/1).

Os apoios têm dimensões em planta de 500 mm (transversal) por 300 mm (longitudinal). Em altura, cada apoio contém cinco lâminas de aço para promover o confinamento do neopreno e, assim, conseguir uma rigidez vertical do apoio bastante superior quando comparada com uma solução sem lâminas de aço. Na Fig. 3.11 encontra-se um corte transversal do apoio de neopreno cintado.

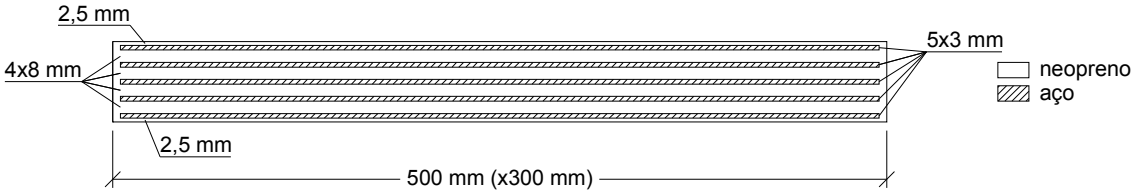


Fig. 3.11 – Corte transversal do apoio de neopreno cintado.

Relativamente à via-férrea, esta é constituída por travessas espaçadas de 60 cm e carris UIC60 (Anexo A1.2) afastados entre si de 1,668 m, valor da bitola ibérica. Entre o carril e a travessa, existe uma palmilha que tem como função atenuar o impacto provocado pelas acções dos comboios sobre as travessas.

3.3. MODELAÇÃO

A modelação do Flyover de Alverca foi realizada no programa ANSYS, versão 12.0. Com o objectivo de comparar diversos graus de complexidade de modelação da estrutura para avaliar a sua necessidade de aplicação, foram gerados sete modelos, sendo o modelo A o mais elaborado e os restantes mais simples. As análises a realizar são análises lineares elásticas, pelo que, para a discretização em elementos finitos da estrutura, foram utilizados os seguintes elementos do programa ANSYS:

- SHELL63 – elemento de casca de quatro nós, com capacidades de flexão e de membrana. O elemento possui seis graus de liberdade em cada nó, três de translação e três de rotação. Este elemento foi usado para representar a viga pré-fabricada, a laje betonada *in situ* e os guarda-balastro;
- SOLID45 – elemento de volume de oito nós, tendo cada nó três graus de liberdade de translação. Este tipo de elemento foi aplicado na modelação do balastro, das travessas e das palmilhas;
- BEAM44 – elemento de viga de dois nós, com capacidades de tracção, compressão, torção e flexão. A utilização deste elemento resumiu-se à modelação dos carris da via-férrea.

Adicionalmente, para gerar o modelo, foram utilizados elementos finitos específicos do ANSYS:

- MPC184 (KEYOPT(1)=1) – elemento designado por *Rigid Beam* que compatibiliza os deslocamentos e rotações de dois nós para traduzir uma ligação rígida;
- MASS21 (KEYOPT(3)=2) – elemento que representa massas pontuais, traduzindo a existência de vigas de bordadura e de guarda-corpos;
- COMBIN14 – elemento ao qual se atribui uma rigidez axial para representar a rigidez dos aparelhos de apoio.

3.3.1. MODELO A

O modelo A é o modelo mais complexo do Flyover. Como o objectivo da dissertação se prende com o estudo dos dois primeiros tramos do viaduto, foram representados esses mesmos tabuleiros e correspondente balastro com via-férrea incluída. De forma a tornar as condições de fronteira dos tabuleiros mais próximas das verificadas na realidade, foram considerados cerca de 12 metros de balastro e via-férrea no lado do encontro e ainda um outro tramo adicional (também com balastro e via-férrea) no lado oposto.

A viga pré-fabricada foi modelada com elementos SHELL63 de quatro lados, tendo cada elemento dimensões de lado de aproximadamente 0,20 m. As espessuras atribuídas aos elementos de casca foram 0,18 m na laje inferior, 0,20 m nas almas e 0,41 m na zona mais próxima da laje betonada *in situ*, de acordo com a Fig. 3.12.

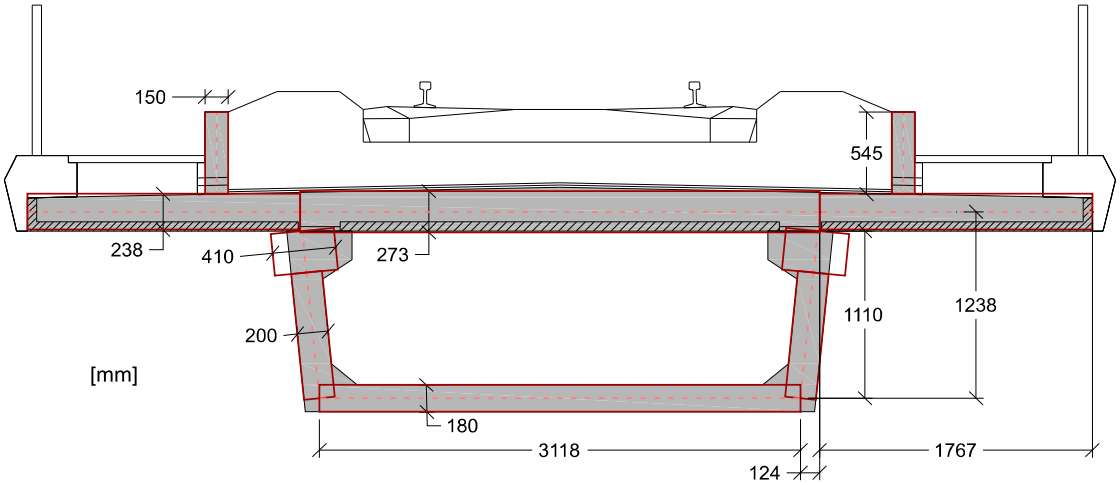
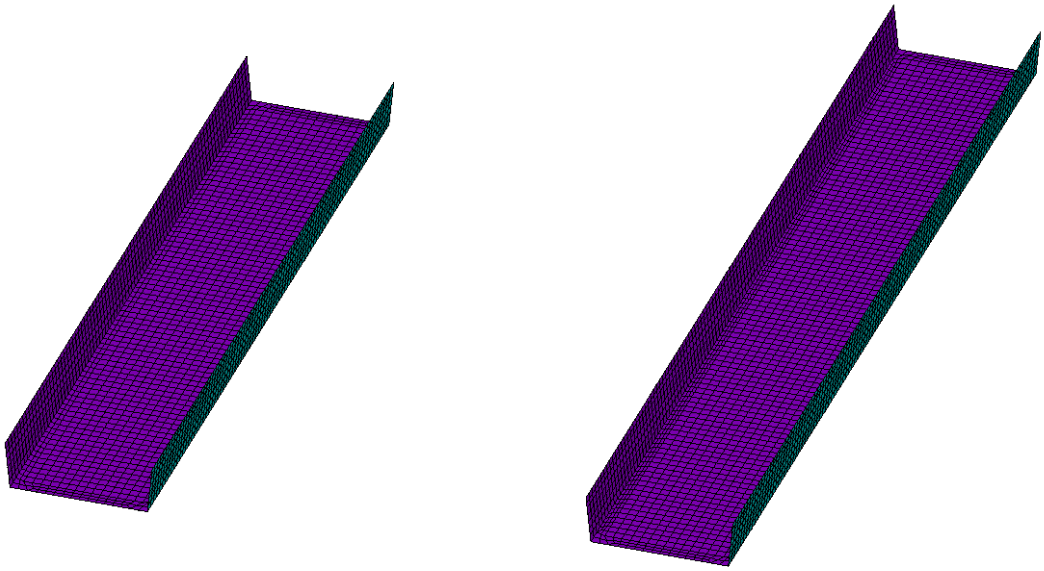


Fig. 3.12 – Espessuras da viga pré-fabricada, da laje betonada *in situ* e dos guarda-balastro, no modelo.

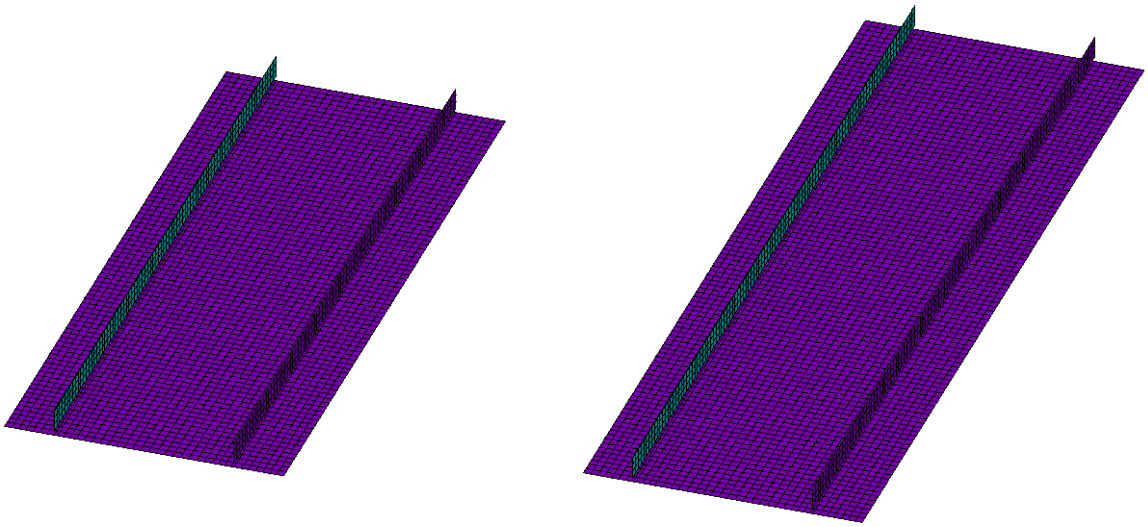
Na Fig. 3.13, encontra-se a malha da viga pré-fabricada.



a) Vão de 16,5 m b) Vão de 21,0 m

Fig. 3.13 – Malha de elementos finitos das vigas pré-fabricadas.

Os elementos finitos da laje betonada *in situ* e dos guarda-balastro têm características iguais à da viga pré-fabricada. No que toca à espessura da laje, e dada a dificuldade em atribuir espessura variável no programa ANSYS, como simplificação definiu-se uma espessura média para as consolas, 0,238 m, e outra para a laje interior, 0,273 m, tal como indicado na Fig. 3.12. Nesta mesma figura indica-se ainda a espessura atribuída aos guarda-balastro, 0,150 m. Na Fig. 3.14 apresenta-se a malha gerada para a laje e para os guarda-balastro.



a) Vão de 16,5 m b) Vão de 21,0 m

Fig. 3.14 – Malha de elementos finitos das lajes e dos guarda-balastro.

De forma a evitar a existência de massas sobrepostas nas zonas de ligação entre a viga pré-fabricada e a laje betonada *in situ* e ainda entre esta última e os guarda-balastro, usaram-se os elementos MPC184 (*Rigid Beam*) para formar uma ligação rígida entre os nós correspondentes, como representado na Fig. 3.15.

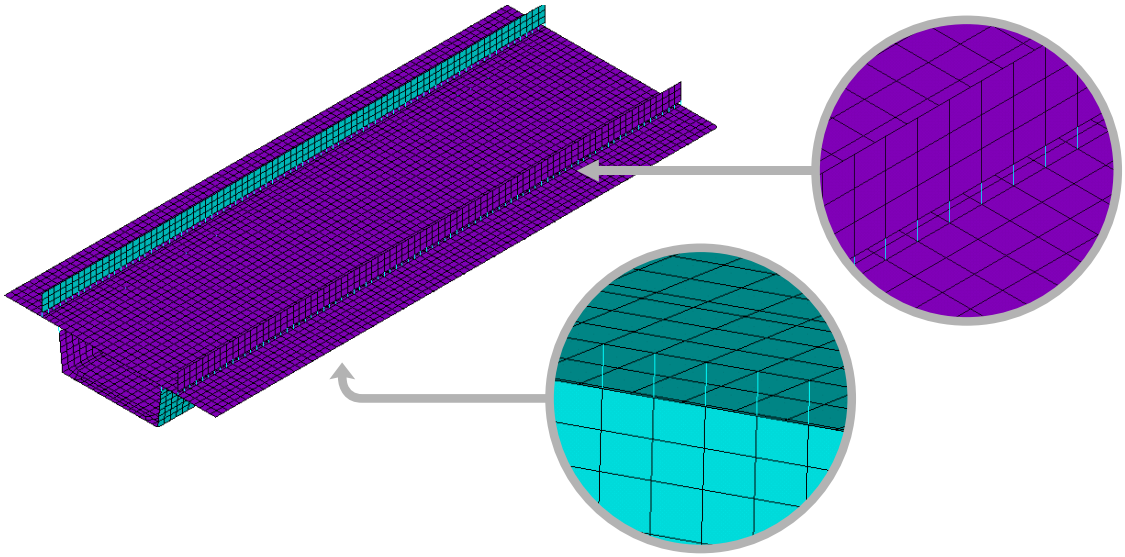


Fig. 3.15 – Pormenor da ligação entre elementos de casca, com MPC184.

A representação do balastro, como referido anteriormente, foi feita com elementos de volume (SOLID45), tentando respeitar a forma existente no local, ficando o balastro do modelo com as dimensões indicadas na Fig. 3.16.

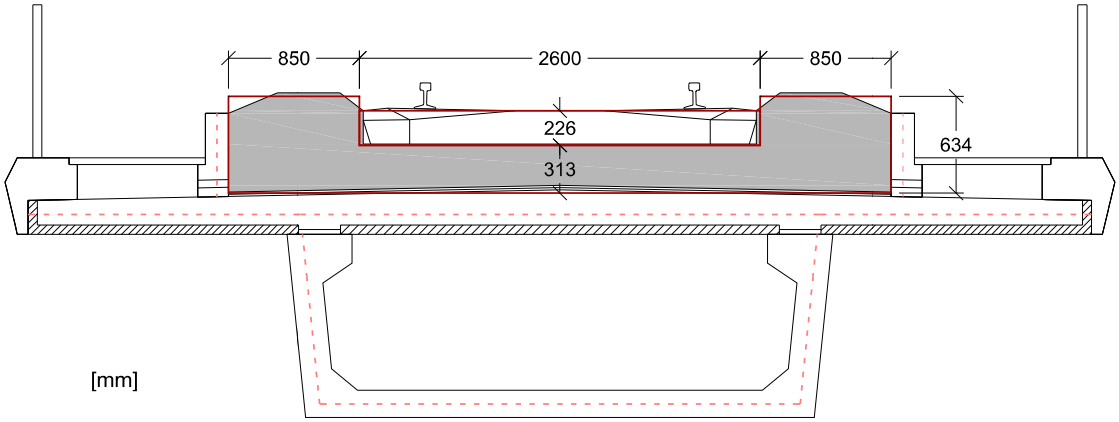


Fig. 3.16 – Dimensões e posicionamento do balastro.

A malha de elementos finitos gerada para o balastro, encontra-se representada na Fig. 3.17.

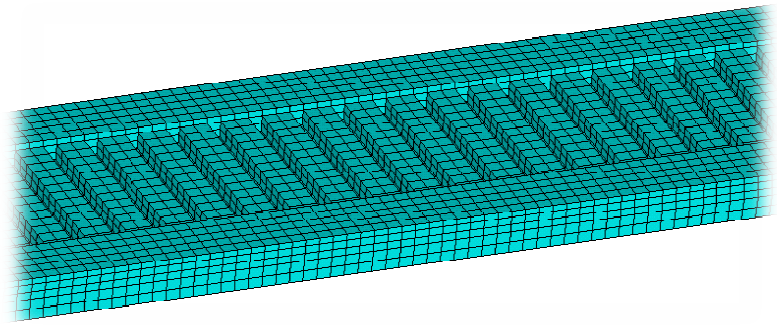


Fig. 3.17 – Malha de elementos finitos do balastro.

De modo a recriar a ligação entre o balastro e a laje betonada *in situ* (possibilitando a transmissão de cargas entre estes), aplicaram-se mais uma vez elementos MPC184 (*Rigid Beam*) para ligar os nós da casca da laje e os nós da base do volume do balastro, tal como representado na Fig. 3.18.

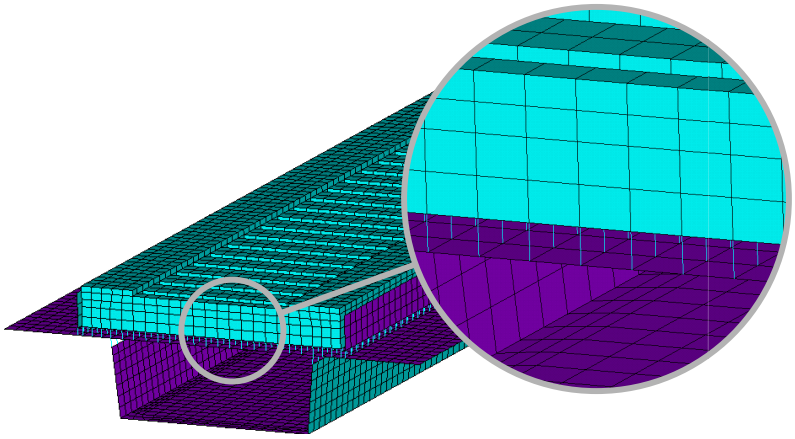


Fig. 3.18 – Pormenor da ligação entre a laje e o balastro, com MPC184.

Para a modelação das travessas (com elementos SOLID45), optou-se por gerar um modelo simplificado da travessa real (Fig. 3.19), resultando no volume representado na Fig. 3.20.

Fig. 3.19 – Travessa real.

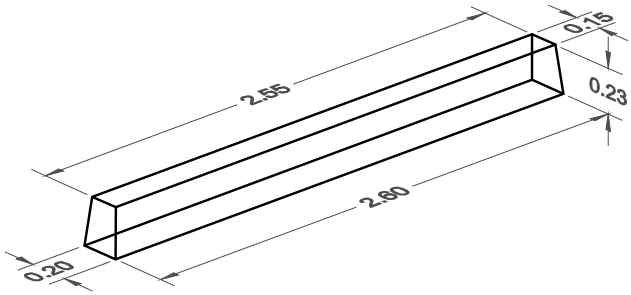


Fig. 3.20 – Dimensões da travessa simplificada.

As palmilhas que se encontram sob os carris, também foram modeladas com elementos de volume (SOLID45). Contudo, não se procurou representar rigorosamente as dimensões da palmilha por tal não influenciar os resultados das análises dinâmicas. Procurou-se, sim, que a rigidez vertical da palmilha correspondesse à da palmilha real. Para fins de modelação, atribuiu-se ao elemento de volume uma base com dimensões de 200 mm por 150 mm e uma altura de 30 mm.

O carril foi modelado com elementos de viga (BEAM44, com cerca de 20 cm de comprimento) apoiados directamente sobre as palmilhas. Para reproduzir o real funcionamento à flexão do carril, foi atribuída uma excentricidade com valor igual à distância do eixo neutro do carril à base, 80,92 mm (Fig. 3.21 e Anexo A1.2).

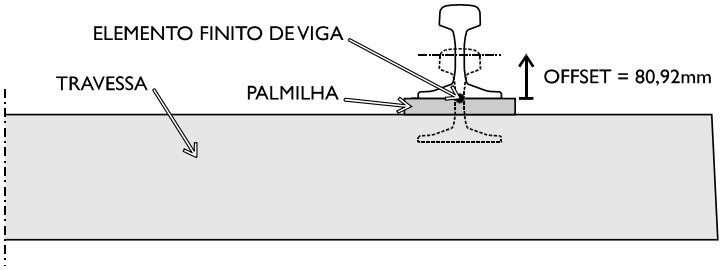


Fig. 3.21 – Excentricidade atribuída ao carril.

Na Fig. 3.22 apresenta-se a malha gerada para as travessas, palmilhas e carris.

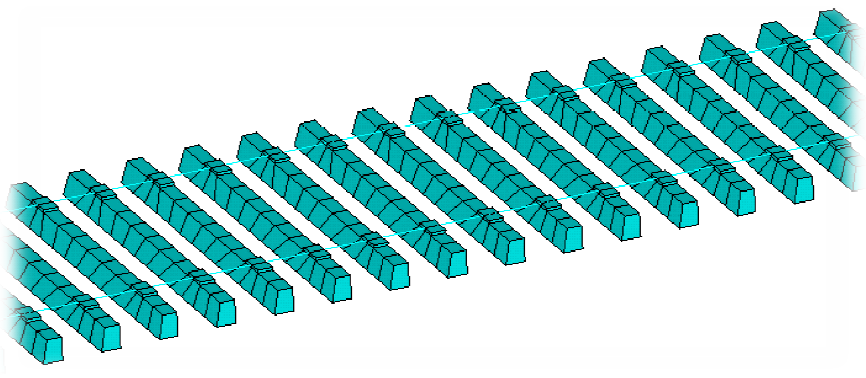


Fig. 3.22 – Malha gerada para as travessas, palmilhas e carris.

Na geração do modelo houve o cuidado em garantir que o contacto entre os diversos elementos constituintes do Flyover era bem modelado, isto é, assegurar o funcionamento conjunto entre as faces em contacto, nomeadamente entre: balastro e travessas, travessas e palmilhas e palmilhas e carril. Houve ainda necessidade de bloquear a rotação do carril em torno do seu próprio eixo dado que esse grau de liberdade não existe no elemento de volume da palmilha.

Os apoios dos vãos simplesmente apoiados foram modelados como sendo apoios pontuais materializados com molas (elemento COMBIN14) alinhadas com as direcções não fixas, às quais são atribuídos valores de rigidez axial para reproduzir o funcionamento dos apoios instalados no local. No entanto, para que na modelação os elementos finitos relativos à rigidez horizontal não ficassem sobrepostos com os elementos finitos de casca das vigas pré-fabricadas, foi criado um nó abaixo e alinhado com o nó do apoio ao qual foi atribuído uma propriedade no ANSYS (*Couple DOFs*) que força a que os pares de nós referidos possuam os mesmos deslocamentos nas três direcções de translação. Assim, aplicaram-se as restrições aos deslocamentos no nó gémeo (Fig. 3.23).

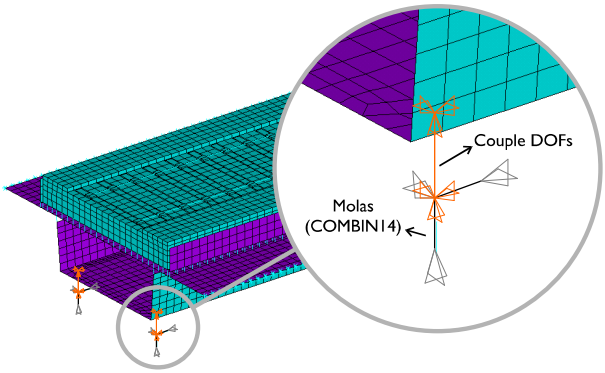


Fig. 3.23 – Modelação dos apoios em ANSYS.

Nos bordos laterais dos vãos existem vigas de bordadura e grades guarda-corpos que, não tendo função estrutural, foram inseridas no modelo como massas pontuais (MASS21) colocadas nos nós de extremidade das lajes.

A ligação de continuidade foi modelada considerando uma extensão de cerca de 12 m de balastro para além do limite do primeiro tramo (Fig. 3.24), sendo este volume apoiado na base com fixações nas três direcções de translação.

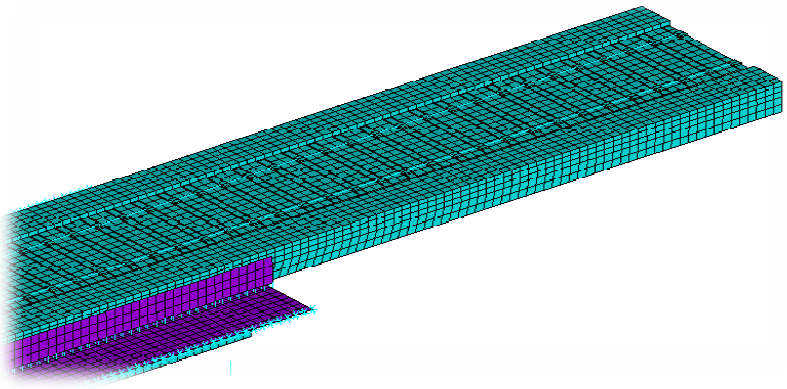


Fig. 3.24 – Modelação da zona da via junto ao encontro do Flyover.

Na Fig. 3.25 apresenta-se o modelo A, na sua forma final.

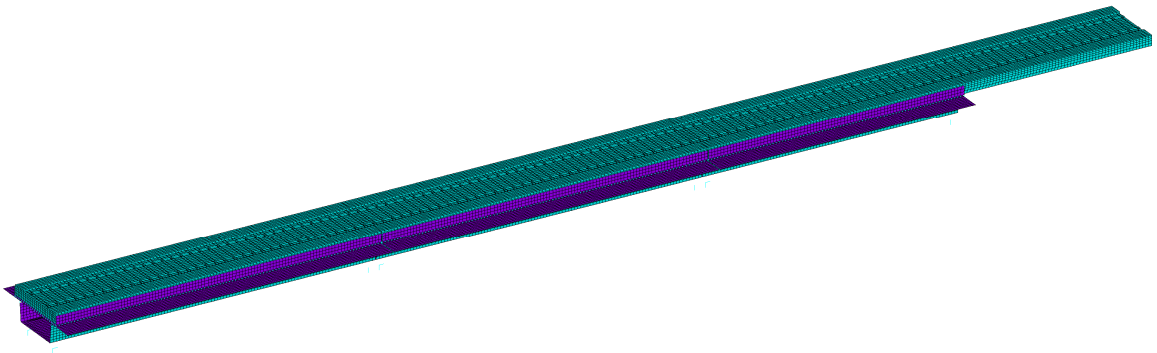


Fig. 3.25 – Modelo A do Flyover de Alverca.

3.3.2. MODELOS B1 E B2

Os modelos B1 e B2 do Flyover de Alverca são modelos que tentam introduzir simplificações importantes na modelação do viaduto. Assim, estes modelos têm como principal objectivo não exigir a modelação completa do viaduto, mas sim apenas do vão que se encontra a ser estudado. Contudo, para considerar efeitos resultantes da ligação de continuidade da via e balastro para os vãos adjacentes criaram-se extensões de via-férrea junto às extremidades, sendo estas estruturas modeladas do mesmo modo que no modelo A, isto é, cerca de 12 m de via e balastro fixo na base nas três direcções de translação.

Os modelos B1 e B2 dizem respeito aos tramos de 16,5 m e 21,0 m, respectivamente, sendo válidas as considerações feitas em 3.3.1 para a construção deste modelo.

A Fig. 3.26 mostra o modelo B1 na sua forma final, estando o modelo B2 representado na Fig. 3.27.

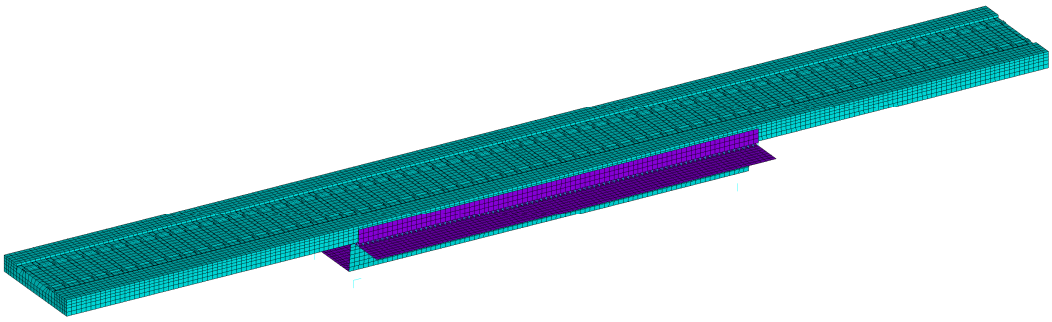


Fig. 3.26 – Modelo B1 do Flyover de Alverca (tramo de 16,5 m).

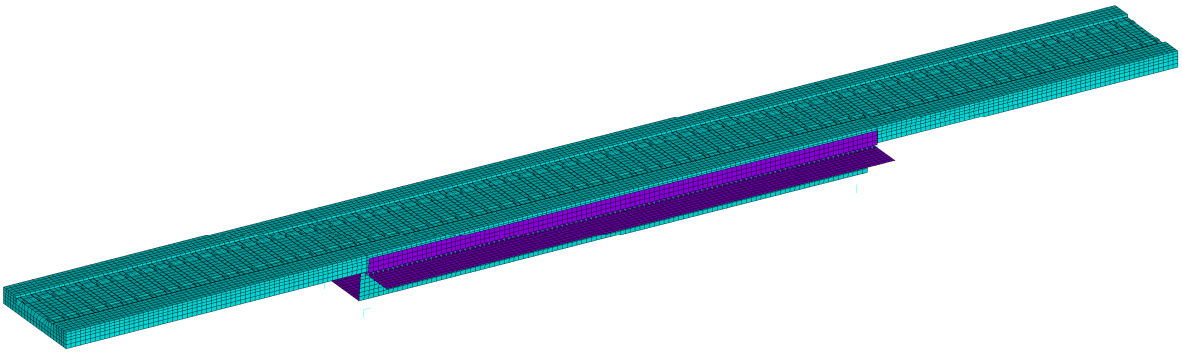


Fig. 3.27 – Modelo B2 do Flyover de Alverca (tramo de 21,0 m).

3.3.3. Modelos C1 e C2

Estes modelos, C1 e C2, são em tudo semelhantes aos modelos B1 e B2, apenas diferindo no facto de ter sido eliminada a ligação de continuidade para os tramos adjacentes, tornando-os em vãos realmente simplesmente apoiados. O modelo C1 corresponde ao tramo de 16,5 m e o modelo C2 ao tramo de 21,0 m, encontrando-se representados nas Fig. 3.28 e Fig. 3.29, respectivamente.

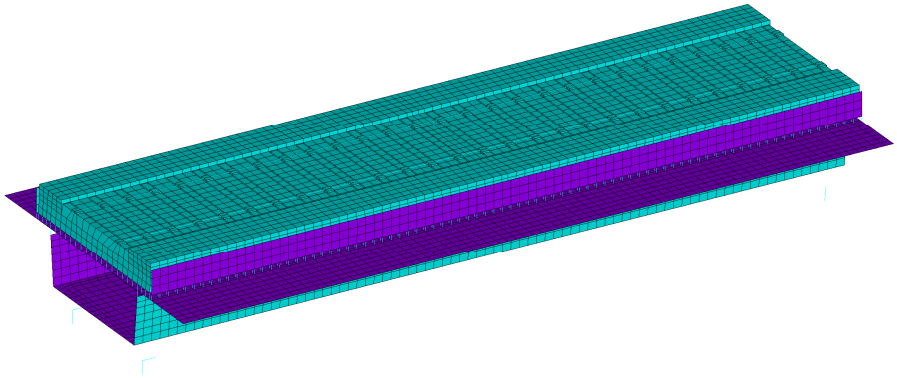


Fig. 3.28 – Modelo C1 do Flyover de Alverca (tramo de 16,5 m).

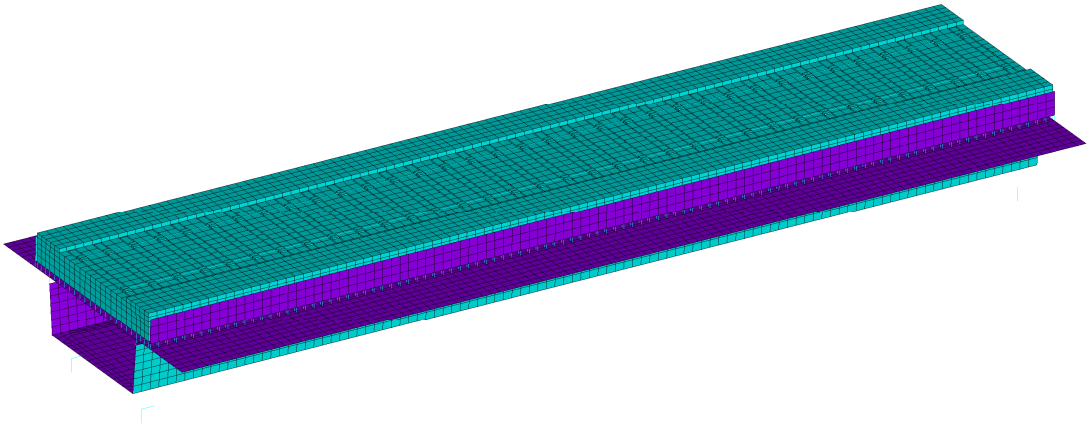


Fig. 3.29 – Modelo C2 do Flyover de Alverca (tramo de 21,0 m).

3.3.4. MODELOS D1 E D2

Os modelos D1 e D2 são modelos semelhantes aos C1 e C2, mas pretendem evitar a modelação da via-férrea e correspondente balastro (elementos de viga e volume), substituindo estas componentes por massa adicional por unidade de área aplicada nos elementos de casca da laje betonada *in situ*.

Analogamente ao que foi feito em relação aos modelos B (3.3.2) e C (3.3.3), também neste modelo se representaram os tramos de 16,5 m (modelo D1) e 21,0 m (modelo D2). Estes modelos D1 e D2 encontram-se nas Fig. 3.30 e Fig. 3.31, respectivamente.

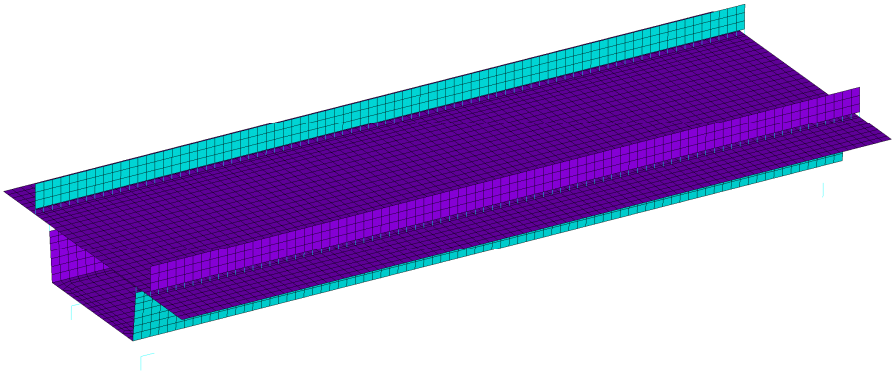


Fig. 3.30 – Modelo D1 do Flyover de Alverca (tramo de 16,5 m).

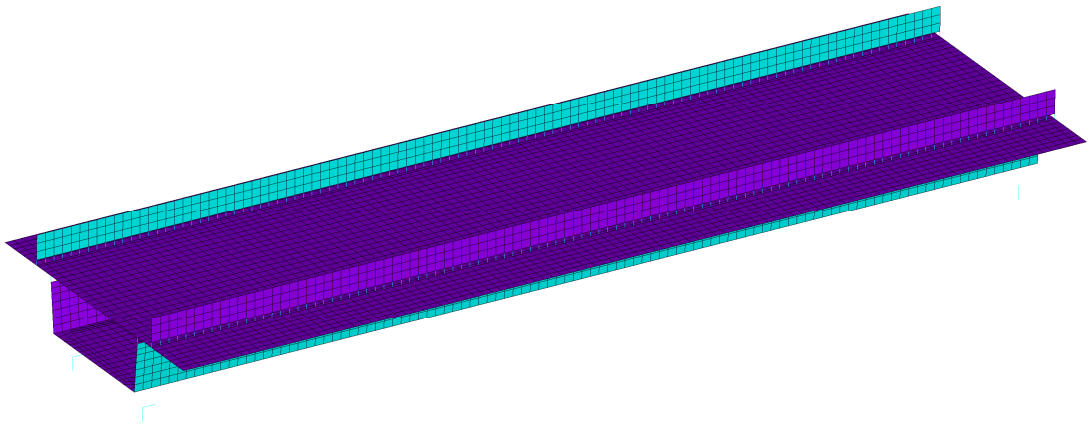


Fig. 3.31 – Modelo D2 do Flyover de Alverca (tramo de 21,0 m).

3.3.5. PROPRIEDADES INICIAIS DOS MODELOS

De modo a reproduzir o comportamento do viaduto é necessário atribuir aos elementos finitos dos modelos as propriedades mecânicas existentes na estrutura real. Contudo, existem sempre incertezas associadas à definição dessas propriedades, cabendo a maior dessas incertezas às propriedades dos materiais e não às dimensões geométricas dos elementos. Neste ponto apresentam-se as considerações feitas e critérios escolhidos para a atribuição das propriedades ao modelo.

3.3.5.1. Viga pré-fabricada

As espessuras atribuídas aos elementos de casca encontram-se referidas no ponto 3.3.1, em particular na Fig. 3.12.

O material constituinte desta viga pré-fabricada é o betão da classe C45/55 (f_{ck} = 45 MPa) que de acordo com a norma EN1992-1-1 (2004) possui um módulo de elasticidade médio (E_{cm}) de 36 GPa.

3.3.5.2. Laje betonada *in situ* e guarda-balastro

Tal como no ponto anterior, as espessuras da laje betonada *in situ* e dos guarda-balastro encontram-se definidas no ponto 3.3.1 (Fig. 3.12).

Admitiu-se que o betão da pré-laje seria igual ao da laje, isto é, um C30/37 (f_{ck} = 30 MPa) ao qual corresponde um módulo de elasticidade médio de 33 GPa de acordo com o EN1992-1-1 (2004).

3.3.5.3. Balastro

Para o balastro, admitiu-se para o seu valor da massa volúmica ($\rho_{balastro}$) o valor indicado na EN1991-1-1 (2002) para pontes ferroviárias, 2039 kg/m^3 (20 kN/m^3), sendo que dadas as diferenças na forma do balastro real e do modelo, esta teve que ser corrigida para 2007 kg/m^3. O valor do módulo de elasticidade ($E_{balastro}$) admitido inicialmente foi de 145 MPa, com um coeficiente de Poisson ($v_{balastro}$) de 0,15, valores habituais para este material.

3.3.5.4. Travessas

As travessas são do tipo monobloco, de betão armado, e têm uma massa total de 300 kg que corresponde a uma massa volúmica no modelo de 2890 kg/m^3. Para o módulo de elasticidade admitiu-se um betão da classe C45/55 com módulo de elasticidade de 36 GPa.

3.3.5.5. Palmilhas

Para a definição das palmilhas não se atribuíram as suas propriedades reais, mas sim propriedades que traduzissem o comportamento real da palmilha, isto é, propriedades que atribuíssem uma rigidez vertical à palmilha de aproximadamente 500 kN/mm. Usando a relação

$$K = \frac{EA}{l} \tag{3.1}$$

em que K_a é a rigidez axial, E o módulo de elasticidade, A a área da secção e l a altura do elemento, é possível determinar o módulo de elasticidade que traduz a rigidez vertical da palmilha. Assim, para uma área no modelo de 0,15x0,20 m^2 e uma altura de 0,03 m, corresponde um $E_{palmilha,modelo}$ de 500 MPa. Contudo, na atribuição do material, optou-se por um material com propriedades ortotrópicas ao invés de um material isotrópico. Tal deveu-se à necessidade de impedir um efeito de "faca" do elemento finito de viga do carril sobre o elemento finito de volume da palmilha (Fig. 3.32 a)), já que este efeito não é o verificado na realidade dado que o carril tem uma base que apoia totalmente na palmilha. Para conseguir reproduzir o comportamento real da palmilha, atribuíram-se valores de módulos de elasticidade transversais 10^6 vezes superiores ao da direcção de carregamento.

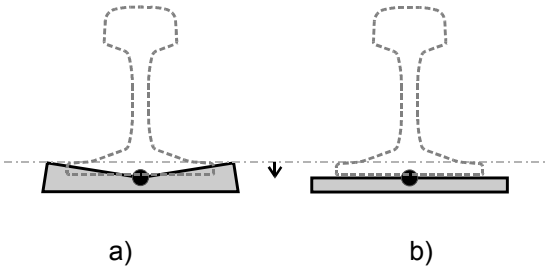


Fig. 3.32 – Comportamento da palmilha do modelo com material isotrópico (a) e ortotrópico (b).

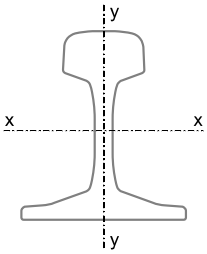
De modo a evitar o aparecimento de modos de vibração associados à distorção lateral das palmilhas, atribuiu-se ao material um módulo de distorção ($G_{palmilha,modelo}$) elevado.

3.3.5.6. Carris

Aos elementos finitos de viga do carril, foram atribuídas as propriedades reais do carril UIC60 (Quadro 3.2 e Anexo A1.2).

Quadro 3.2 – Propriedades do carril UIC60

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



Para a inércia à torção do carril não foi atribuído o valor real, mas sim um valor elevado para impedir o aparecimento de modos de vibração de rotação do carril em torno de si mesmo. Tal acontece devido à não existência de graus de liberdade de rotação nos elementos de volume das palmilhas, o que provoca que os elementos de viga assentes sobre estas não tenham esse grau de liberdade compatibilizado.

Relativamente ao material, foram atribuídas propriedades do aço, isto é, módulo de elasticidade (E_{carril}) de 210 GPa e massa volúmica (ρ_{carril}) de 7850 kg/m^3.

3.3.5.7. Apoios

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, isto porque o efeito de cintagem das chapas de aço amplifica de maneira muito significativa a rigidez vertical de cada camada de nopreno. Manterola (2006) propôs um método de cálculo para este tipo de apoios. Para esforços de compressão em apoios rectangulares, o módulo de elasticidade do neopreno (E) entre duas placas de aço é dado por

$$E = 3G\left(\frac{a}{t}\right)^2 v_3 \tag{3.2}$$

em que G é o módulo de distorção (Quadro 3.3), a é a menor dimensão em planta do apoio, t é a espessura da camada e v_3 é um valor que depende da forma do apoio (Quadro 3.4).

Quadro 3.3 – Módulo de distorção do neopreno e coeficiente para cargas dinâmicas (Lee, 1994).

Dureza Shore A	40	50	60	70
G [kg/cm^2] (cargas lentas)	4,5	6,3	8,9	12,2
Coeficiente de multiplicação para cargas dinâmicas	1,1	1,25	1,5	1,9

Quadro 3.4 – Valores do coeficiente v_3 (Manterola, 2006).

b/a	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0	∞
v_3	0,140	0,196	0,229	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

NOTA: *a* e *b* são a menor e maior dimensão, respectivamente, do apoio (em planta).

Determinado o módulo de elasticidade de cada uma das n camadas de neopreno, usando a relação (3.1) é possível calcular as suas rigidezes axiais ($K_{v,i}$), permitindo assim o cálculo da rigidez vertical global do apoio (K_v) por associação em série de molas:

$$K_v = \left(\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{K_{v,i}}\right)^{-1} \tag{3.3}$$

A rigidez horizontal (K_h) do apoio é simplesmente dado por

$$K_h = \frac{GA}{t} \tag{3.4}$$

em que t corresponde ao somatório das espessuras de neopreno que constituem o apoio e A à sua área em planta.

Para o cálculo das rigidezes vertical e horizontal do apoio do tabuleiro, admitiu-se uma dureza Shore A intermédia, 60 (Quadro 3.5).

Quadro 3.5 – Cálculo das rigidezes vertical e horizontal dos apoios de neopreno cintado.

Dureza Shore A = 60	t [mm]	2,5	8,0
Coef. cargas din. = 1,5	a/t	120,0	37,5
G = 0,873 GPa	E [MPa]	11400	1113
a = 0,30 m	$K_{v,i}$ [MN/mm]	684,0	20,9
b = 0,50 m	nº camadas iguais	2	4
b/a = 1,67	K_v [kN/mm]	≈ 5200	
v_3 = 0,202	K_h [kN/mm]	≈ 3,6	

3.4. CONCLUSÕES

Neste capítulo fez-se uma pequena apresentação do caso de estudo, o Flyover de Alverca, tendo sido apresentados os passos tomados na sua modelação em ANSYS. Esta fase de modelação revelou-se bastante exigente dada a necessidade de aprendizagem tanto das capacidades do programa, como da linguagem APDL (*ANSYS Parametric Design Language*) para criar os modelos. Esta linguagem permitiu ganhos significativos no tempo dispendido no desenvolvimento dos modelos simplificados. Tais ganhos resultaram da fácil alteração do código inicialmente gerado para o modelo mais complexo, truncando-se e ajustando-se partes desse código para gerar os restantes modelos simplificados. Constatou-se ainda que a criação de malhas de elementos finitos adequadas exige uma capacidade do utilizador em prever dificuldades que possam surgir durante o processo de modelação.

A definição das propriedades mecânicas dos elementos que constituem os tramos do viaduto também foi importante, especialmente a definição das rigidezes dos apoios de neopreno cintado que exigiu a pesquisa de um método para o seu cálculo.

4
PROPRIEDADES DINÂMICAS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são analisadas as propriedades dinâmicas do Flyover de Alverca. Inicialmente apresentam-se os resultados de um ensaio experimental de vibração ambiental realizado no viaduto que teve como objectivo medir frequências, modos de vibração e coeficientes de amortecimento dos tramos que se encontram a ser estudados.

Tendo os resultados experimentais, fez-se uma comparação destes com os obtidos no modelo numérico mais complexo para verificar se existia proximidade entre os resultados, chegando-se à conclusão que o afastamento era considerável.

Foi, então, necessário proceder à calibração do modelo A, começando por se considerar a idade do betão e a quantidade de aço de pré-esforço na viga pré-fabricada, passando posteriormente para uma análise paramétrica em que se alteraram as propriedades dos materiais e elementos numa tentativa de aproximar o modelo à realidade.

Finalizada a calibração, apresentam-se os principais modos de vibração do Flyover de Alverca obtidos para os vários modelos gerados.

4.2. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

O Flyover de Alverca foi alvo de um ensaio de vibração ambiental com o intuito de determinar propriedades dinâmicas dos dois primeiros tramos do viaduto Norte, sendo estas grandezas usadas posteriormente para calibrar os modelos numéricos. O ensaio realizado permitiu obter frequências, modos de vibração e coeficientes de amortecimento.

O ensaio consistiu na análise da resposta ambiental dos dois tramos por intermédio de acelerómetros colocados em pontos pré-definidos (Fig. 4.1). No total, realizaram-se quatro *setups* com aquisição de séries temporais de aceleração com aproximadamente 8 minutos de duração, sendo transferidas para um computador associado a um aparelho de aquisição de dados (Fig. 4.2).

a) b)

Fig. 4.1 – Acelerómetros colocados no (a) guarda balastro e (b) junto aos apoios.

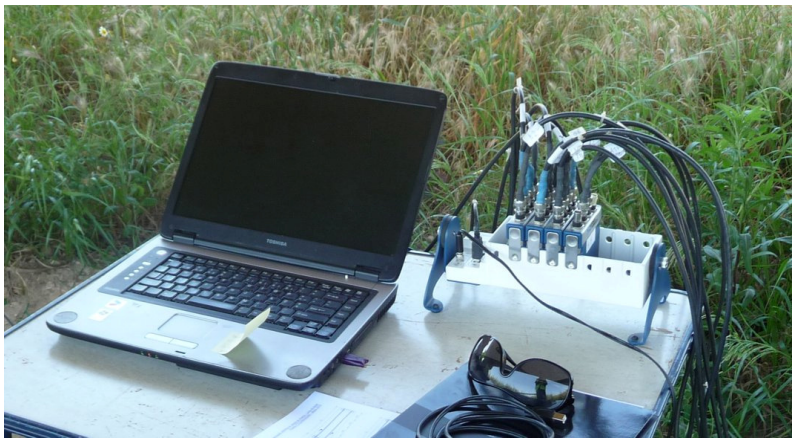


Fig. 4.2 – Computador e aparelho de aquisição de dados.

Adquiridos os dados, estes foram tratados e resultaram nas frequências modais apresentadas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Frequências de vibração obtidas pelo ensaio de vibração ambiental.

Descrição do Modo	Frequência [Hz]
1º Flexão Vertical (21,0 m)	6,80
1º Flexão Vertical (16,5 m)	9,70
1º Torsional (16,5 m)	12,74
2º Flexão Vertical (21,0 m)	20,76

4.3. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS

Este ponto tem como objectivo principal atribuir aos modelos gerados em ANSYS as propriedades que conduzam a uma representação mais fiel do comportamento estrutural e dinâmico do Flyover de Alverca. Para tal, é feito um ajuste de alguns dos parâmetros definidos em 3.3.5 para obter

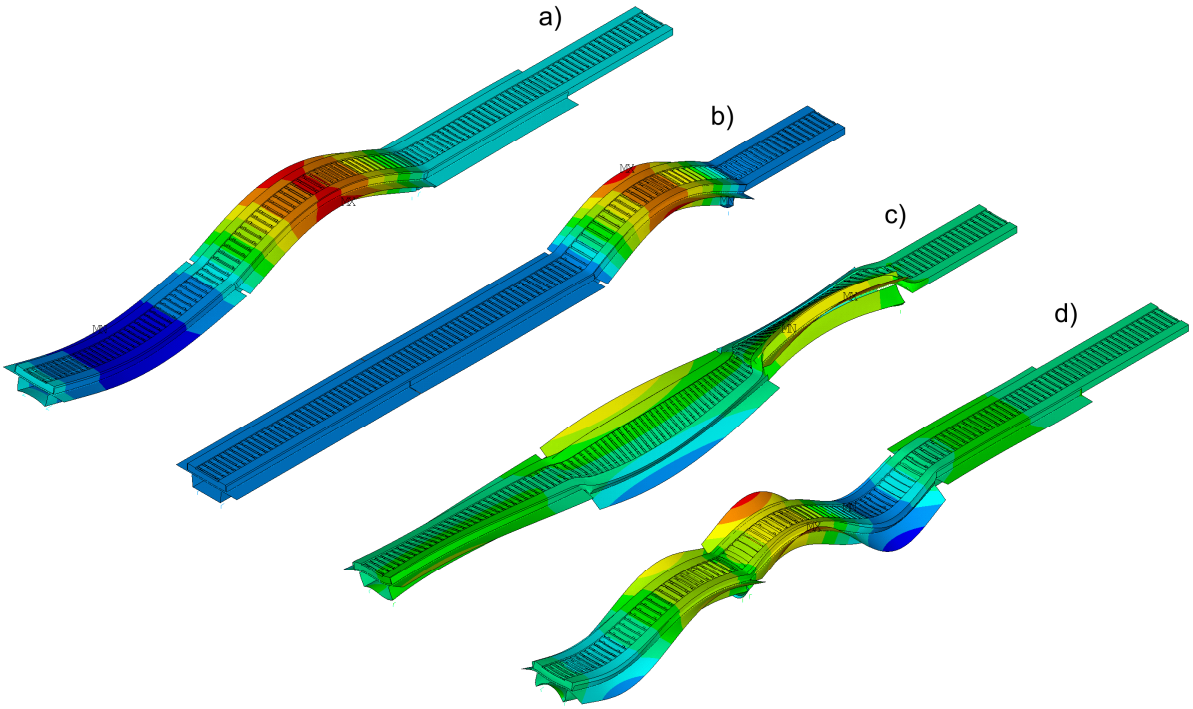
propriedades dinâmicas do modelo próximas das reais obtidas através do ensaio de vibração ambiental (subcapítulo 4.2). Para a calibração recorreu-se ao modelo mais complexo do Flyover de Alverca, modelo A, por se tratar do que melhor traduz o comportamento real do viaduto.

4.3.1. Modos de vibração iniciais do Modelo A

Numa primeira análise, do modelo A apenas se extraíram as frequências dos modos de vibração obtidos no ensaio de vibração ambiental (subcapítulo 4.2), resultando nas frequências apresentadas no Quadro 4.2 e respectivas configurações modais da Fig. 4.3.

Quadro 4.2 – Alguns modos de vibração do Modelo A com os parâmetros de base.

Nº do Modo	Descrição	Frequência [Hz]		
		Real	Modelo	Erro
3	1º Flexão Vertical (21,0 m)	6,80	5,82	-14,5%
5	1º Flexão Vertical (16,5 m)	9,70	8,66	-10,7%
6	1º Torção (16,5 m)	12,74	9,56	-25,0%
11	2º Flexão Vertical (21,0 m)	20,76	16,90	-18,6%



a) 3º Modo – 1º Flexão Vertical (tramo de 21,0 m)

b) 5º Modo – 1º Flexão Vertical (tramo de 16,5 m)

c) 6º Modo – 1º Torção (tramo de 16,5 m)

d) 11º Modo – 2º Flexão Vertical (tramo de 21,0 m)

Fig. 4.3 – Configuração dos modos de vibração usados na calibração.

Comparando as frequências obtidas no modelo com as obtidas experimentalmente, verifica-se que as frequências modais reais são consideravelmente superiores às obtidas com o modelo A, o que permite concluir que a rigidez do modelo é baixa quando comparada com a real, que a massa do modelo é superior à real ou ainda haver a possibilidade de estes dois factores contribuírem para os valores obtidos.

Posto isto, nos pontos seguintes são realizados ajustes das propriedades dos modelos e uma análise paramétrica no sentido de minimizar o afastamento verificado.

4.3.2. AJUSTES DAS PROPRIEDADES INICIAIS DOS MODELOS

Tendo sido obtidas frequências de vibração muito baixas, analisaram-se as grandezas e considerações realizadas para a definição das propriedades dos modelos no sentido de identificar alterações que influenciem de forma mais relevante a definição da rigidez da estrutura.

Um dos primeiros detalhes detectados é que o módulo de elasticidade atribuído aos betões da viga pré-fabricada, da laje betonada *in situ* e dos guarda-balastro foi o módulo de elasticidade médio aos 28 dias de idade do betão (E_{cm}). De acordo com a EN1992-1-1 (2004), o E_{cm} varia com a idade do betão segundo a equação

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0.3} E_{cm} \tag{4.1}$$

sendo $f_{cm}(t)$ e f_{cm} as resistências médias do betão à compressão às idades t dias e 28 dias respectivamente. O parâmetro $f_{cm}(t)$ varia de acordo com

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \tag{4.2}$$

onde $\beta_{cc}(t)$ é um coeficiente que varia com a idade do betão segundo a expressão

$$\beta_{cc}(t) = exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \tag{4.3}$$

em que s é um factor que depende do tipo de cimento, tendo sido adoptado o valor de 0,25.

A idade do betão é aproximadamente 13 anos, o que corresponde a 4745 dias, resultando os módulos de elasticidade em 35,4 GPa e 38,6 GPa para os betões C30/37 e C45/55, respectivamente.

A alteração dos módulos de elasticidade resulta nas variações das frequências modais apresentadas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Alguns modos de vibração do Modelo A com consideração da idade do betão.

Nº do Modo	Descrição	Frequência (Hz)			
		Real	Modelo (t = 28d)	Modelo (t = 4745d)	Erro
3	1º Flexão Vertical (21,0 m)	6,80	5,82	5,99	-12,0%
5	1º Flexão Vertical (16,5 m)	9,70	8,66	8,91	-8,1%
6	1º Torção (16,5 m)	12,74	9,56	9,75	-23,5%
11	2º Flexão Vertical (21,0 m)	20,76	16,90	17,43	-16,1%

A segunda particularidade encontrada foi a grande densidade de aço de pré-esforço (PE) na laje inferior da viga pré-esforçada. A existência de uma grande quantidade de aço provoca um aumento da rigidez do elemento que não é desprezável, sendo então necessário considerar a sua contribuição no modelo. Essa contribuição pode ser materializada no cálculo de um módulo de elasticidade equivalente (E_{eq}) pela expressão

$$E_{eq} = \frac{A_c E_c + n_p A_p E_p}{A_c + n_p A_p} \tag{4.4}$$

sendo que o índice c se refere às propriedades do betão e o índice p às do aço de pré-esforço. A variável n_p refere-se ao número de cordões de pré-esforço existentes na secção em análise. A área de betão da laje referida é dada por

$$A_c = 3{,}118 \times 0{,}18 - n_p \times A_p \tag{4.5}$$

em que A_p é a área de um cordão de aço de pré esforço de 0,6", 1,4 cm^2.

A quantidade de cordões de aço de pré-esforço varia consoante o vão e a zona da laje (Quadro 3.1), tomando E_{eq} os valores indicados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Módulo de elasticidade equivalente para a laje inferior da viga pré-fabricada.

E_{eq} [GPa]	
n_p	C45/55 (E_c = 38,6 GPa)
52	40,8
58	41,1
64	41,3
70	41,6
78	41,9
86	42,3

A consideração do aço de pré-esforço no modelo A do Flyover, alterou as frequências de vibração para os valores indicados no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Alguns modos de vibração do Modelo A com consideração do aço de pré-esforço (t = 4745d).

Nº do Modo	Descrição	Frequência (Hz)			
		Real	Modelo (sem PE)	Modelo (com PE)	Erro
3	1º Flexão Vertical (21,0 m)	6,80	5,99	6,09	-10,5%
5	1º Flexão Vertical (16,5 m)	9,70	8,91	9,02	-7,0%
6	1º Torsional (16,5 m)	12,74	9,75	9,81	-23,0%
11	2º Flexão Vertical (21,0 m)	20,76	17,43	17,66	-14,9%

Mesmo com o ganho de rigidez verificado na consideração da idade do betão e do aço de pré-esforço, as frequências de vibração do modelo A continuam distantes das encontradas no Flyover, sendo por isso necessário iniciar uma análise paramétrica no sentido de ajustar o modelo numérico à realidade.

4.3.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com o objectivo de ajustar as frequências de vibração obtidas a partir do modelo às frequências de vibração reais, procedeu-se a uma análise paramétrica de algumas propriedades atribuídas aos materiais do modelo.

Para esta análise seleccionaram-se cinco parâmetros que se consideraram como os que mais influenciam a rigidez e a massa da estrutura.

4.3.3.1. Identificação dos parâmetros

A primeira propriedade escolhida foi o módulo de elasticidade do betão da laje betonada *in situ* ($E_{c,C30/37}$). Embora o projecto indique que este betão pertence à classe de resistência C30/37, nem sempre durante a obra o betão possui as características indicadas, seja devido às incertezas durante o processo de fabrico, seja devido às condições ambientais existentes no momento de betonagem e nas semanas seguintes, seja ainda por opção da entidade construtora. Assim, para conhecer a evolução das frequências de vibração com a variação deste parâmetro isoladamente, admitiu-se uma gama de valores para o módulo de elasticidade do betão entre os valores que seriam obtidos para t = 4745 dias caso o betão fosse de uma classe inferior (C25/30) ou caso pertencesse a uma classe três vezes acima da especificada (C45/55), isto é, variando o módulo de elasticidade entre 33,2 GPa e 38,6 GPa, respectivamente.

O segundo parâmetro escolhido foi o módulo de elasticidade do betão da viga pré-fabricada ($E_{c,C45/55}$), tendo sido feito o mesmo raciocínio que no caso do primeiro parâmetro. Para este betão da classe C45/55 (segundo indicado no projecto) variou-se o módulo de elasticidade entre os 37,4 GPa (C40/50) e os 41,8 GPa (C60/75).

O módulo de elasticidade do balastro ($E_{balastro}$) foi o terceiro parâmetro a ser analisado. Sabendo que habitualmente esta propriedade varia entre valores que vão desde os 120 MPa aos 200 MPa, a escolha inicial de um módulo de elasticidade de 145 MPa poderá, eventualmente, não ter sido uma boa aproximação do valor existente no local.

Ainda relativamente ao balastro optou-se por alterar também a sua massa volúmica ($\rho_{balastro}$), por se tratar de um parâmetro que incide na massa do modelo ao invés de influenciar a rigidez como acontece nos três parâmetros anteriores. Tendo sido escolhido inicialmente um valor de 2039 kg/m^3, optou-se por baixar esta propriedade até um limite de 1500 kg/m^3. Este valor adoptado para o limite inferior pretende não só representar a variabilidade real da massa volúmica (1600 kg/m^3 é um valor admissível), mas também considerar que a dimensão em altura do balastro no local pode não coincidir exactamente com as dimensões especificadas nas peças desenhadas.

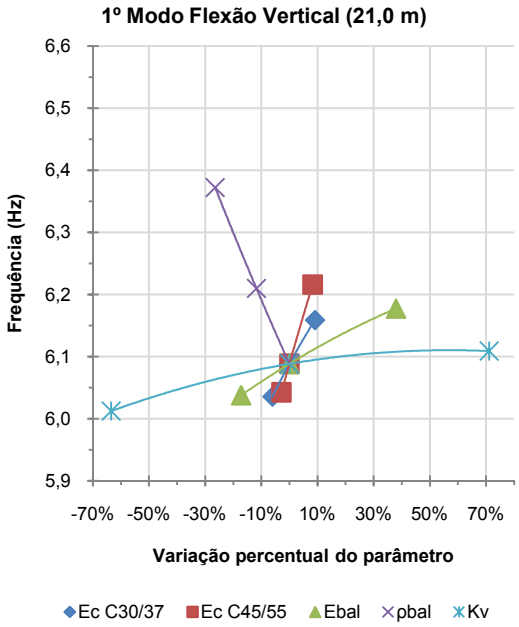
Finalmente, o quinto parâmetro escolhido foi a rigidez dos apoios de neopreno cintado (K_v e K_h), sendo aplicado o processo de cálculo indicado em 3.3.5.7. Para a delimitação da gama de valores, optou-se por definir como limite inferior o valor resultante da escolha de um neopreno com baixa dureza Shore A (Dureza 40). Analogamente, o limite superior resulta de um neopreno com uma dureza Shore A superior (Dureza 70). Os valores adoptados para estes limites encontram-se no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Limites adoptados para a rigidez dos apoios de neopreno cintado.

Dureza Shore A	40	70
K_v [kN/mm]	≈ 1900	≈ 8900
K_h [kN/mm]	≈ 1,8	≈ 4,9

4.3.3.2. Ajuste dos parâmetros identificados

Definidos os limites das variáveis consideradas nesta análise paramétrica, foram realizadas análises modais em ANSYS alterando cada parâmetro individualmente para determinar a sua influência nas frequências modais. Tendo três pontos definidos, optou-se por ajustar polinómios de 2º grau aos resultados de modo a conseguir obter previsões dos resultados das frequências de vibração para valores intermédios dos parâmetros (Fig. 4.4 à Fig. 4.7).



E_c (C30/37): $y = -0{,}6207x^2 + 0{,}8319x + 6{,}0884$

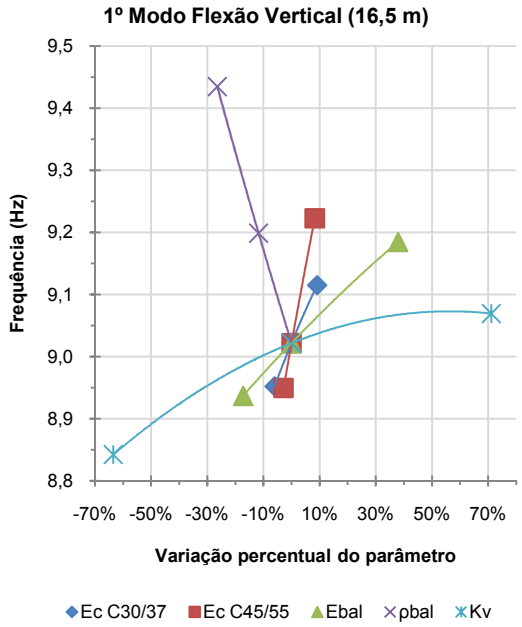
E_c (C45/55): $y = -0{,}7389x^2 + 1{,}5999x + 6{,}0884$

$E_{balastro}$: $y = -0{,}1092x^2 + 0{,}2758x + 6{,}0884$

ρ_{bal} $y = 0{,}2665x^2 - 1{,}0028x + 6{,}0884$

K_v: $y = -0{,}0673x^2 + 0{,}0769x + 6{,}0884$

Fig. 4.4 – Evolução da freq. do 1º Modo de Flexão Vertical (21,0 m) com a variação de parâmetros.



E_c (C30/37): $y = -0{,}8494x^2 + 1{,}1002x + 9{,}0218$

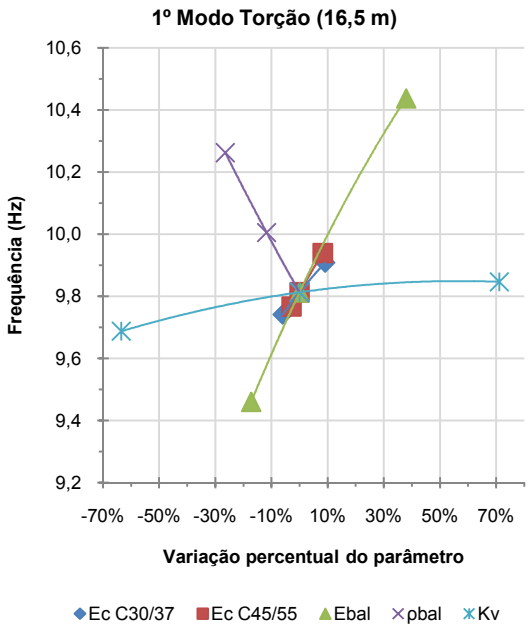
E_c (C45/55): $y = -1{,}1259x^2 + 2{,}5196x + 9{,}0218$

$E_{balastro}$: $y = -0{,}1146x^2 + 0{,}4727x + 9{,}0218$

ρ_{bal} $y = 0{,}3619x^2 - 1{,}4659x + 9{,}0218$

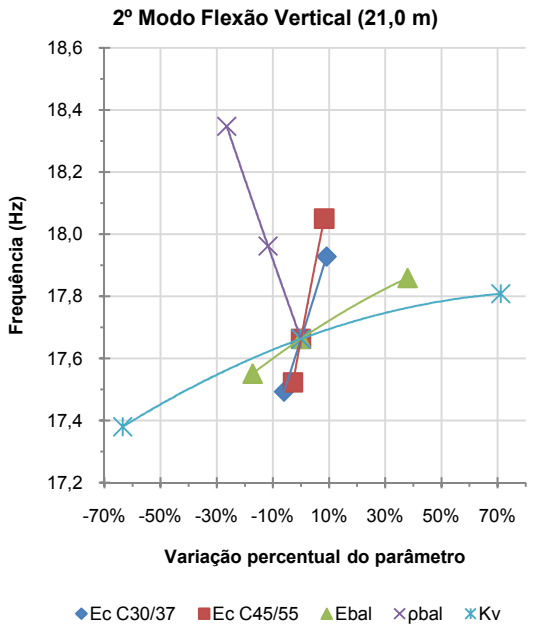
K_v: $y = -0{,}1604x^2 + 0{,}181x + 9{,}0218$

Fig. 4.5 – Evolução da freq. do 1º Modo de Flexão Vertical (16,5 m) com a variação de parâmetros.



E_c (C30/37):	$y = -0{,}9402x^2 + 1{,}1294x + 9{,}8128$
E_c (C45/55):	$y = -0{,}8056x^2 + 1{,}5909x + 9{,}8128$
$E_{balastro}$:	$y = -0{,}724x^2 + 1{,}9202x + 9{,}8128$
ρ_{bal}	$y = 0{,}4048x^2 - 1{,}5923x + 9{,}8128$
K_v:	$y = -0{,}1116x^2 + 0{,}1269x + 9{,}8128$

Fig. 4.6 – Evolução da freq. do 1º Modo de Torção (16,5 m) com a variação de parâmetros.



E_c (C30/37):	$y = 0{,}726x^2 + 2{,}849x + 17{,}663$
E_c (C45/55):	$y = -2{,}523x^2 + 4{,}883x + 17{,}663$
$E_{balastro}$:	$y = -0{,}2408x^2 + 0{,}6081x + 17{,}663$
ρ_{bal}	$y = 0{,}249x^2 - 2{,}5217x + 17{,}663$
K_v:	$y = -0{,}1799x^2 + 0{,}3318x + 17{,}663$

Fig. 4.7 – Evolução da freq. do 2º Modo de Flexão Vertical (21,0 m) com a variação de parâmetros.

Analisando os quatro gráficos anteriores verifica-se que para os modos de flexão vertical, o parâmetro que mais contribui para a variabilidade dos resultados é a massa volúmica do balastro, seguindo-se os módulos de elasticidade dos betões e do balastro com variações na mesma gama de valores para os limites definidos. No caso do modo de torção existe uma clara influência das propriedades do balastro na frequência de vibração. A rigidez dos apoios é, dos parâmetros escolhidos, o que menos influencia as frequências, verificando-se uma tendência em estabilizar para valores de rigidez elevados.

Neste momento foi possível seleccionar os parâmetros a usar para calibrar o modelo. Dado o desfasamento entre os valores numéricos e experimentais, verificou-se que a alteração dos dois principais parâmetros (massa volúmica e módulo de elasticidade do balastro) não seria suficiente para atingir os resultados pretendidos. Assim, optou-se por realizar uma análise em MATLAB das combinações possíveis entre os cinco parâmetros, recorrendo às regressões anteriormente obtidas para estimar os valores das frequências modais.

A cada combinação de valores foi associado um erro global que traduz a soma dos erros, em percentagem, de cada frequência. Este erro é calculado pela equação (4.6)

$$erro = \sum_{i=\{3,5,6,11\}} \left| \frac{f_i - f_{i,real}}{f_{i,real}} \right| \tag{4.6}$$

em que f_i é a frequência numérica e $f_{i,real}$ é a frequência obtida experimentalmente, para o i-ésimo modo.

Foi usado um outro factor ao qual se deu o nome de *desvio* para filtrar as combinações, calculado a partir de (4.7).

$$desvio = \left| \left| \frac{f_3 - f_{3,real}}{f_{3,real}} \right| - \left| \frac{f_5 - f_{5,real}}{f_{5,real}} \right| \right| \tag{4.7}$$

O cálculo deste factor prende-se com o facto de as frequências dos modos 3 e 5 estarem associadas ao mesmo tipo de configuração modal, isto é, flexão vertical (dos tramos de 21,0 m e 16,5 m, respectivamente), procurando-se por isso uma calibração que minimize este valor com o objectivo de atribuir o mesmo grau de importância às duas frequências referidas.

Realizadas as combinações possíveis em MATLAB, fez-se uma selecção das combinações que conduziam a um *erro* global inferior a 24%, dado que é um valor próximo do valor mínimo obtido, 23.7% (valor para uma calibração usando todos os parâmetros nos valores limite considerados em 4.3.3.1). Tendo este resultados, procurou-se identificar a calibração com o menor *desvio*, resultando na combinação indicada no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Valores dos parâmetros para a calibração realizada em MATLAB.

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%)

Com os valores dos parâmetros obtidos em MATLAB, fez-se uma análise em ANSYS para verificar se os resultados das frequências modais eram coerentes com os obtidos directamente do modelo. Esta comparação encontra-se no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Comparação dos resultados da calibração obtidos em MATLAB e em ANSYS.

Nº do Modo	Frequência (Hz)						
	Real	Inicial	Erro	Calibrado (MATLAB)	Erro	Calibrado (ANSYS)	Erro
3	6,80	6,09	-10,5%	6,66	-2,0%	6,68	-1,7%
5	9,70	9,02	-7,0%	9,91	2,2%	9,94	2,5%
6	12,74	9,81	-23,0%	11,12	-12,7%	11,18	-12,2%
11	20,76	17,66	-14,9%	19,29	-7,1%	19,32	-6,9%
erro			55,4%		24,0%		23,4%
desvio			3,5%		0,2%		0,8%

Analisando os valores obtidos em ANSYS para as frequências modais, verifica-se que a análise realizada em MATLAB tem resultados muito próximos dos do modelo, podendo-se concluir que é suficiente optar por este rápido método de calibração ao invés de realizar análises muito demoradas em ANSYS.

Na Fig. 4.8 encontra-se um gráfico representativo da evolução do erro das frequências obtidas pelo modelo em função das etapas de calibração.

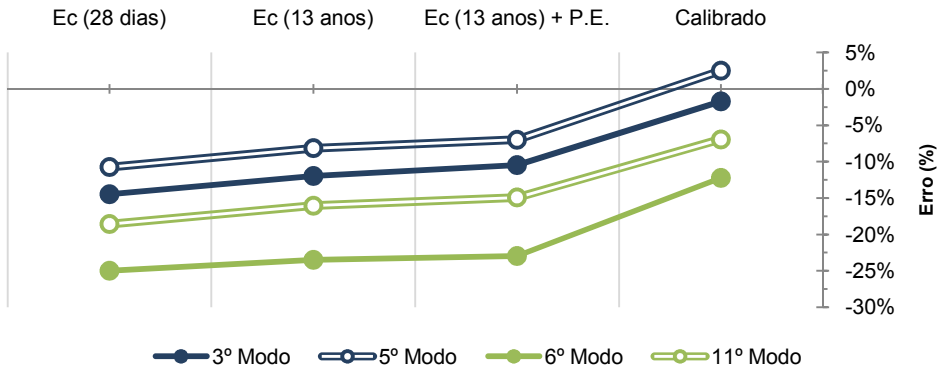


Fig. 4.8 – Evolução do erro das frequências ao longo do processo de calibração.

4.4. Modos de Vibração dos Modelos Calibrados

Neste ponto apresentam-se alguns modos de vibração resultantes de análises modais em ANSYS para os dois primeiros tramos do Flyover. De entre os modos disponíveis, optou-se por mostrar os mais relevantes, sendo eles os três primeiros modos de flexão vertical, os três primeiros modos de torção e ainda o primeiro modo de flexão lateral.

4.4.1. Tramo de 16,5 metros

Nas Fig. 4.9 à Fig. 4.11 encontram-se os três primeiros modos de flexão vertical do tramo de 16,5 m.

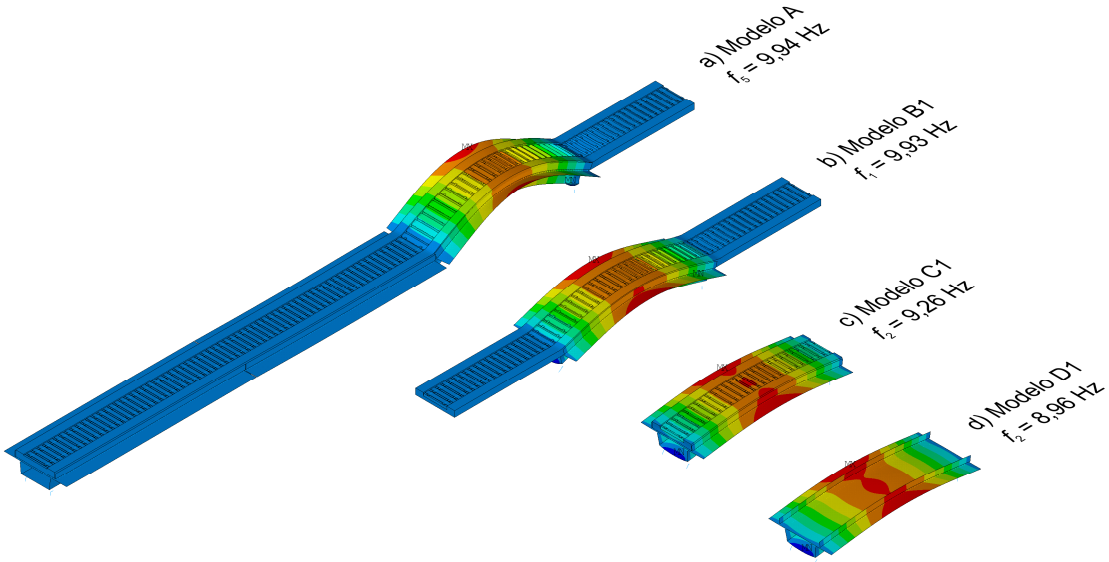


Fig. 4.9 – Primeiro modo de flexão vertical do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1).

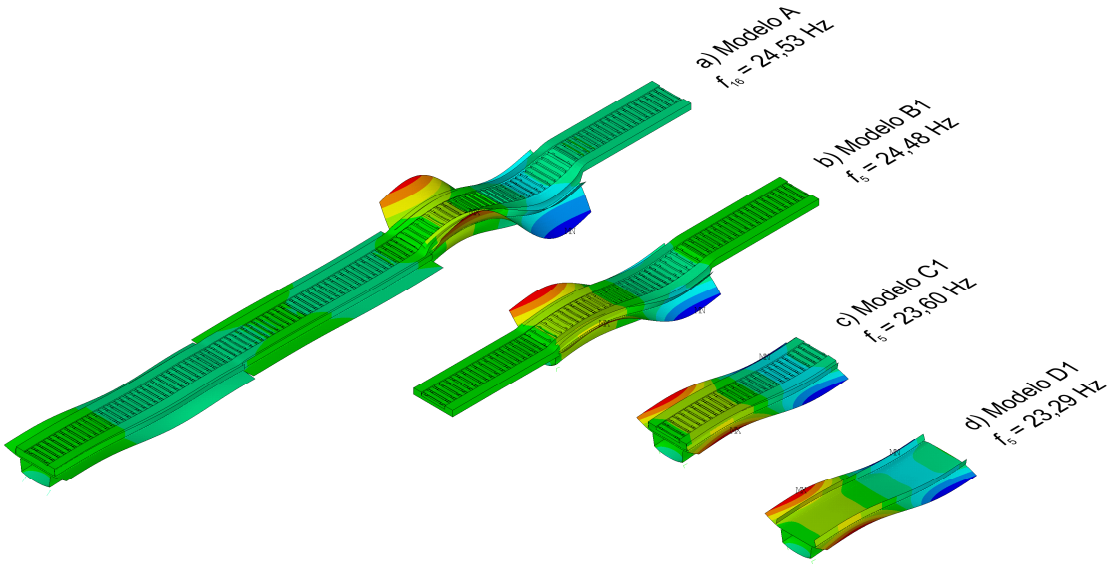


Fig. 4.10 – Segundo modo de flexão vertical do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1).

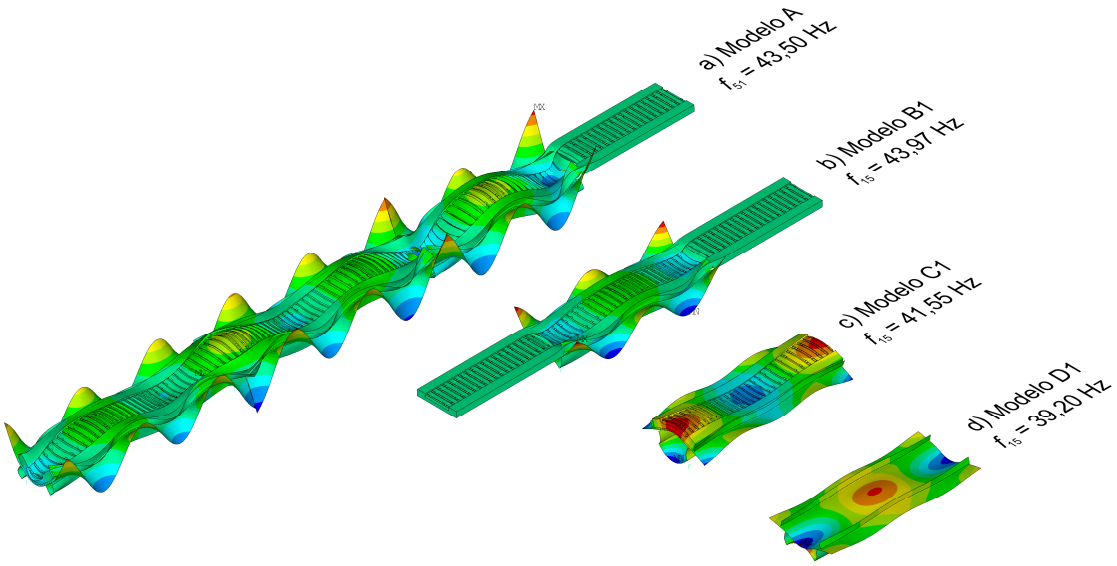


Fig. 4.11 – Terceiro modo de flexão vertical do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1).

Da análise dos três primeiros modos verticais, verifica-se que existe uma grande proximidade entre as frequências dos modelos A e B1, registando-se maiores afastamentos nos modelos C1 e D1, provocados principalmente pela eliminação da ligação de continuidade nestes últimos.

Os três primeiros modos de torção do tramo de 16,5 m apresentam-se nas Fig. 4.12 à Fig. 4.14.

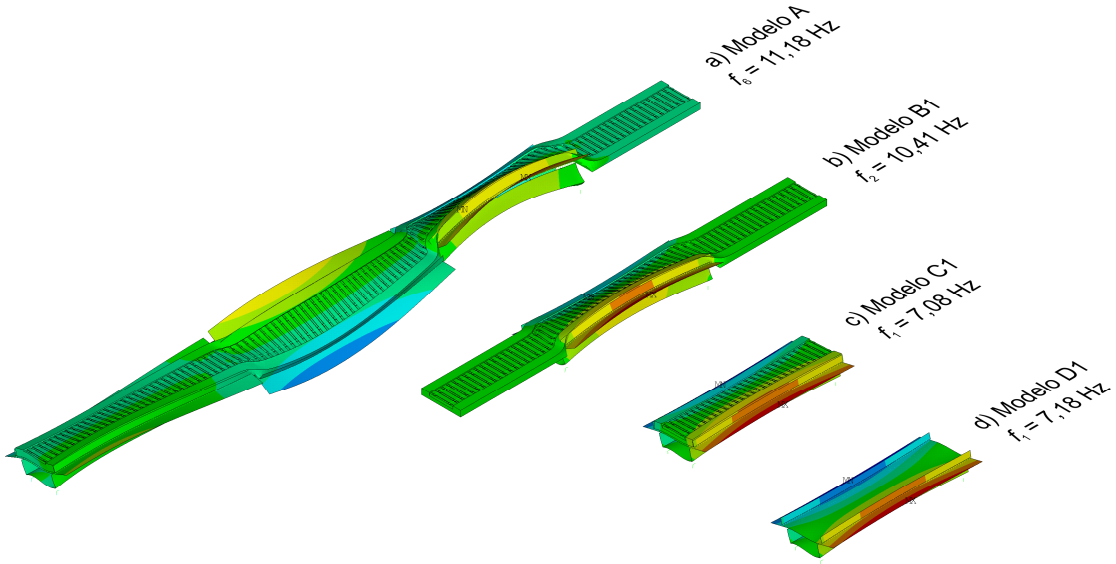


Fig. 4.12 – Primeiro modo de torção do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1).

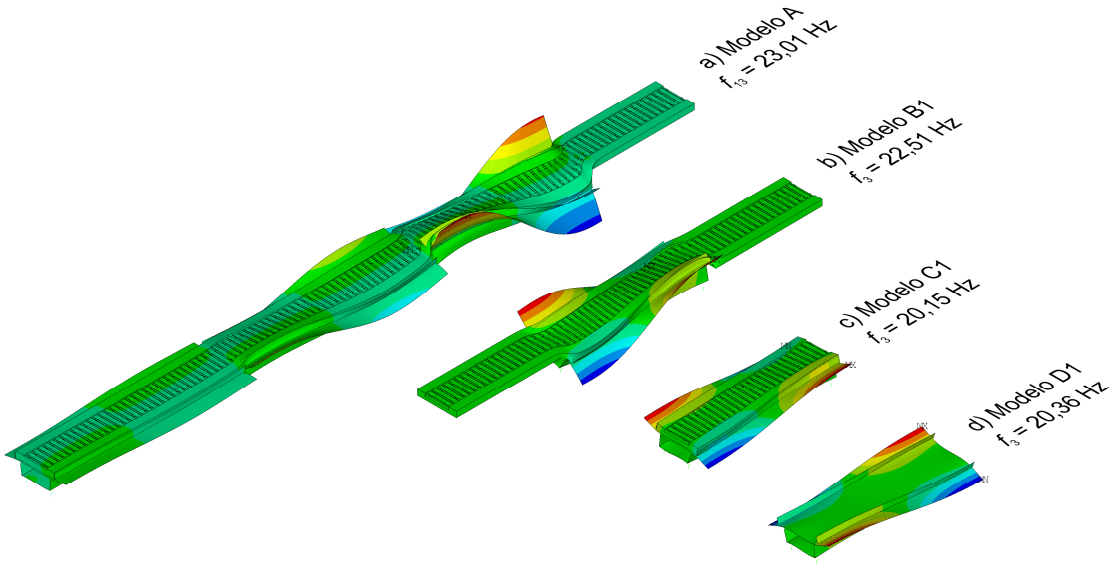


Fig. 4.13 – Segundo modo de torção do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1).

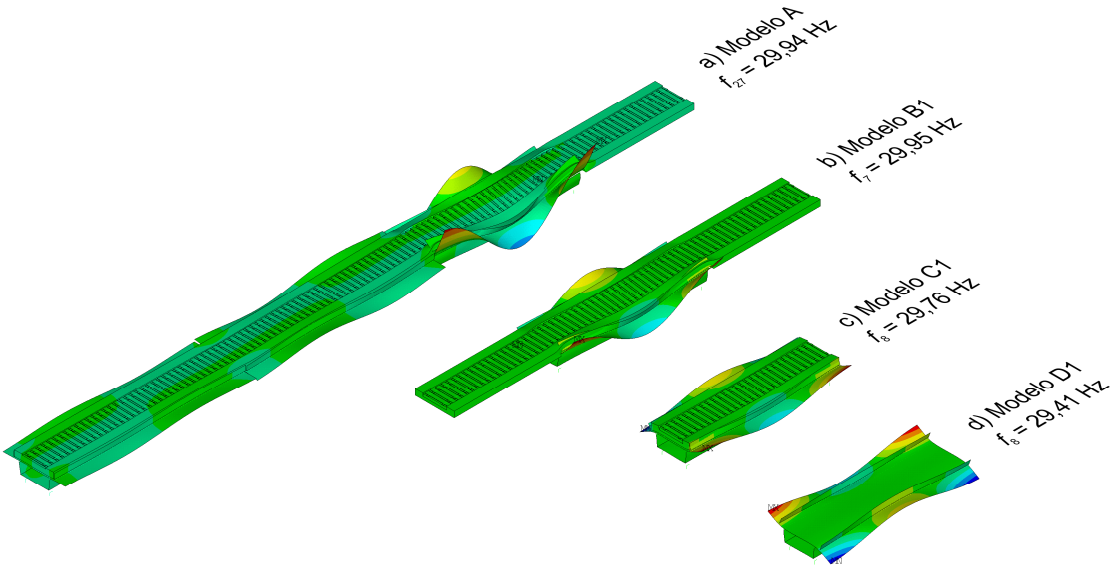


Fig. 4.14 – Terceiro modo de torção do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1).

Em relação aos modos de torção, verifica-se que a ligação de continuidade perde importância à medida que se avança na ordem dos modos, registando-se uma diferença muito significativa entre as frequências do primeiro modo, sendo que no terceiro modo essas discrepâncias já não são tão acentuadas.

Finalmente, a Fig. 4.15 mostra o primeiro modo de flexão lateral do tramo de 16,5 m.

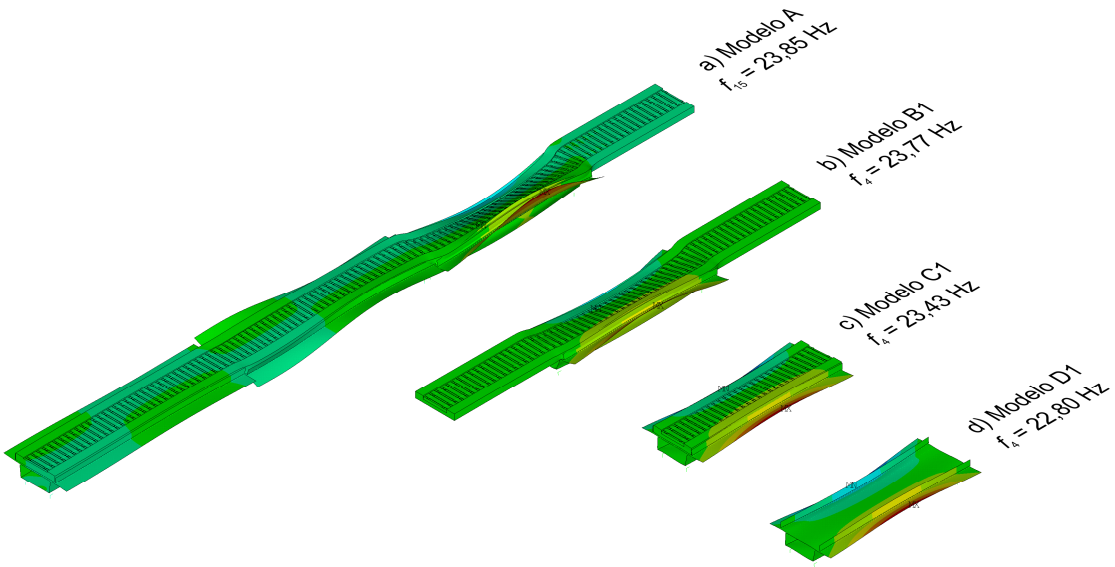


Fig. 4.15 – Primeiro modo de flexão lateral do tramo de 16,5 m (modelos A, B1, C1 e D1).

Neste modo é possível observar que a ligação de continuidade não tem tanta importância, contudo a não modelação da via-férrea no tramo em análise (modelo D1) conduziu a resultados ligeiramente inferiores.

4.4.2. TRAMO DE 21,0 METROS

Os três primeiros modos de flexão do vão mais longo encontram-se nas Fig. 4.16 à Fig. 4.18.

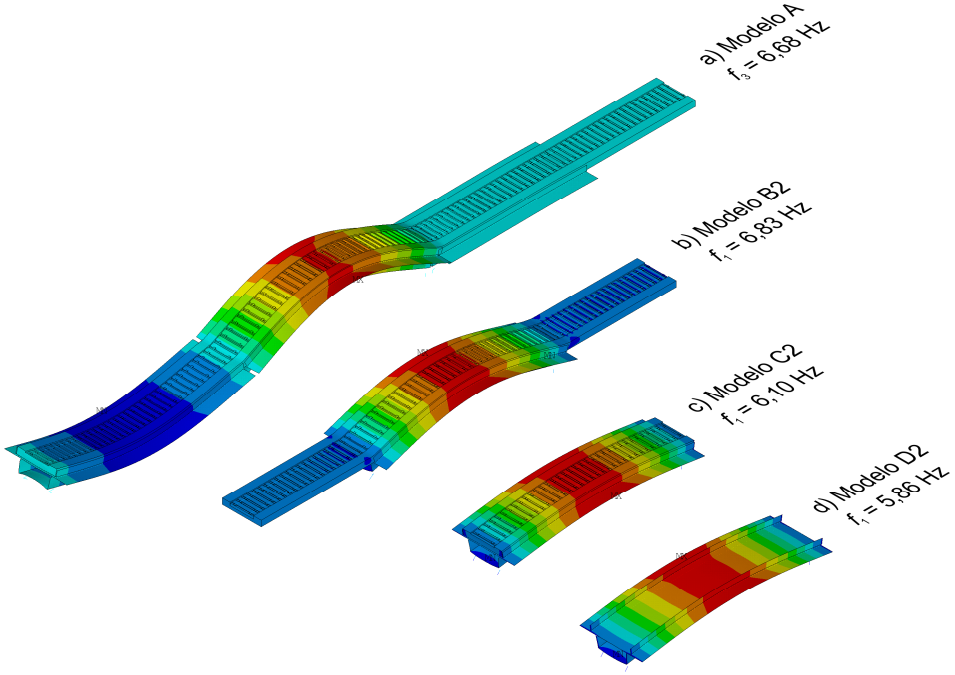


Fig. 4.16 – Primeiro modo de flexão vertical do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2).

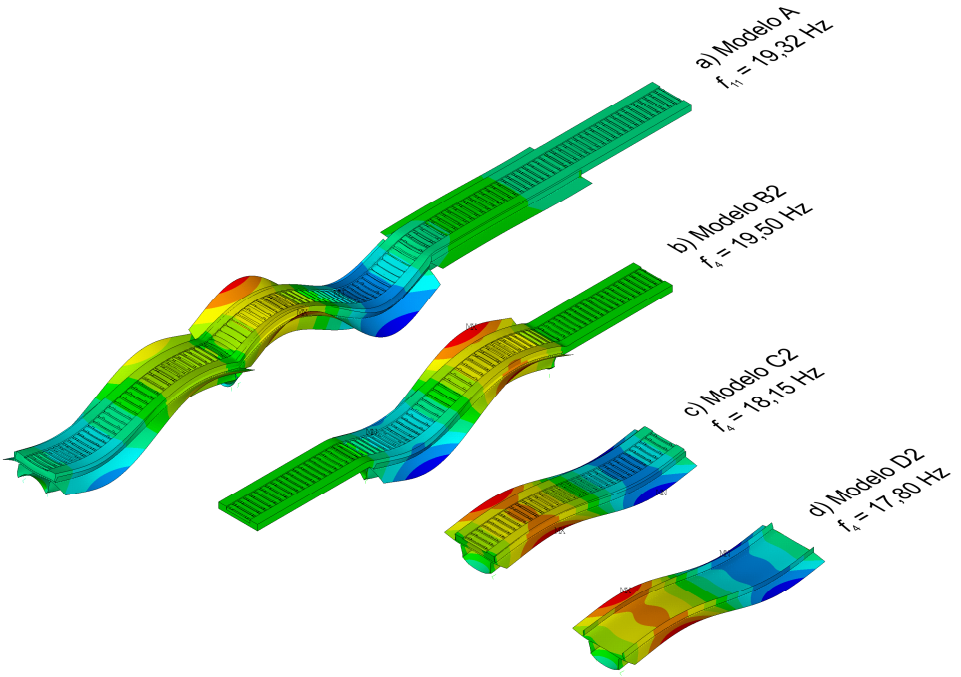


Fig. 4.17 – Segundo modo de flexão vertical do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2).

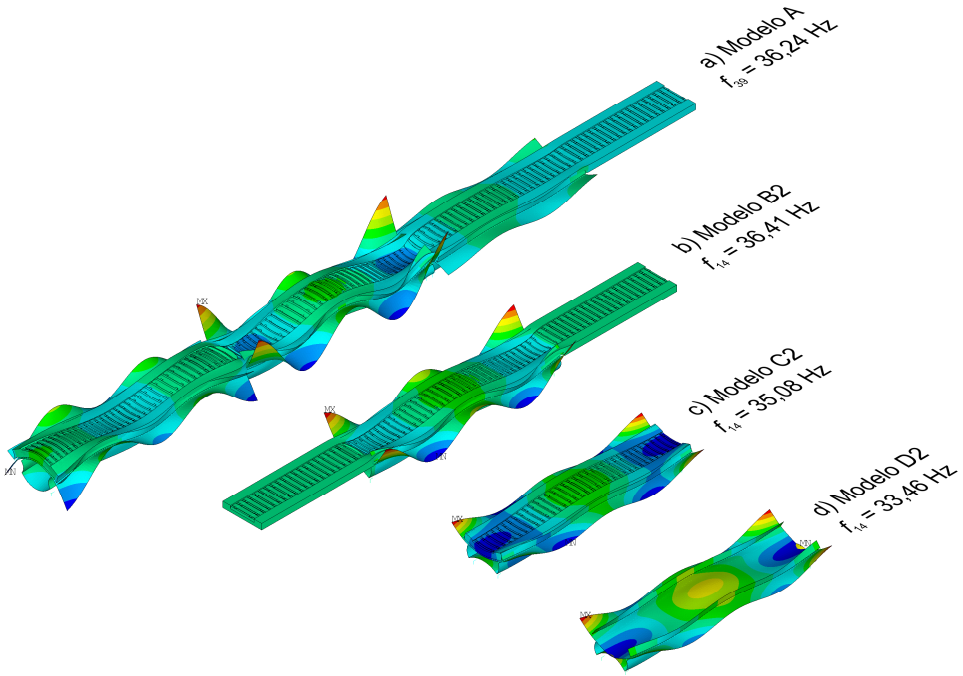


Fig. 4.18 – Terceiro modo de flexão vertical do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2).

Tal como registado no vão de 16,5 m, também neste caso se constata nas frequências de vibração verticais uma grande influência da ligação de continuidade para os tramos adjacentes.

Nas Fig. 4.19 à Fig. 4.21 encontram-se os três primeiros modos de torção do tramo de 21,0 m.

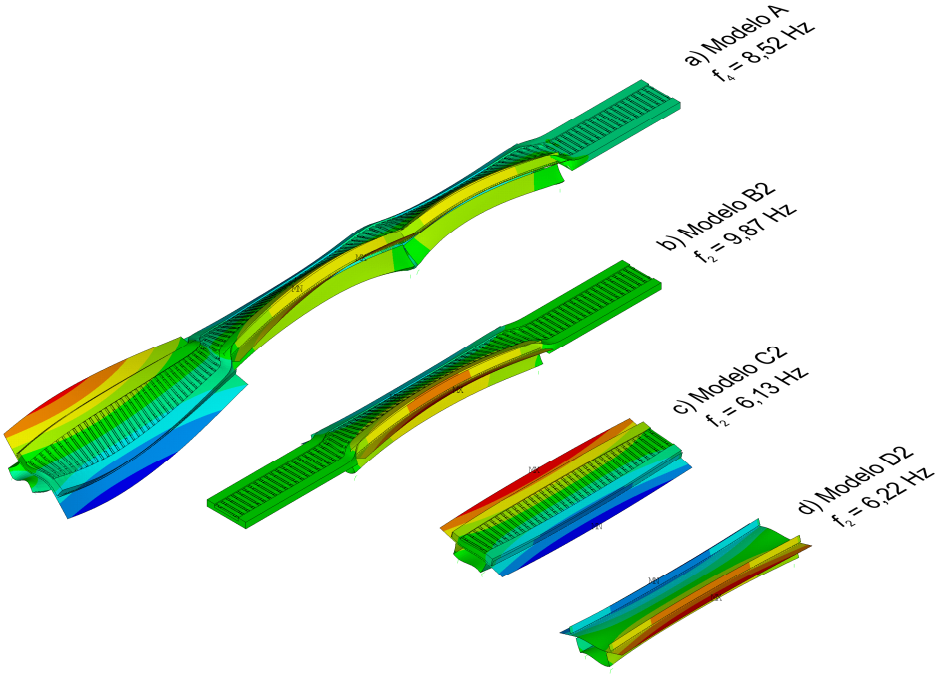


Fig. 4.19 – Primeiro modo de torção do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2).

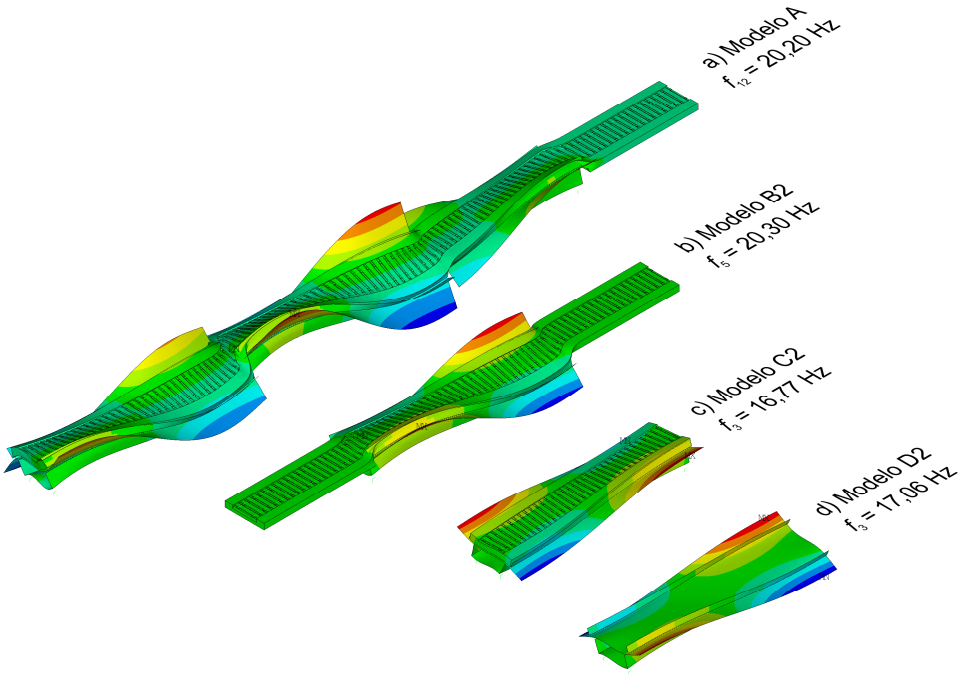


Fig. 4.20 – Segundo modo de torção do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2).

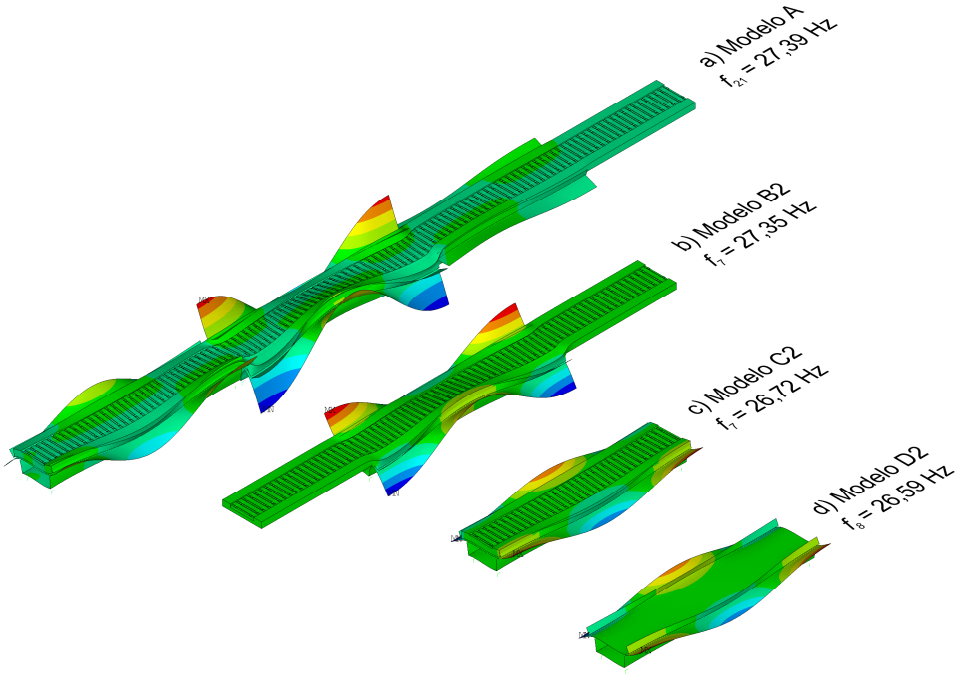


Fig. 4.21 – Terceiro modo de torção do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2).

Mais uma vez, verifica-se uma diminuição do afastamento registado nas frequências de vibração dos modos de torção à medida que se avança na numeração do modo, verificando-se uma diminuição da diferença entre os modelos C2 e D2 relativamente aos modelos A e B2.

A Fig. 4.22 mostra o primeiro modo de flexão lateral do tramo de 21,0 m.

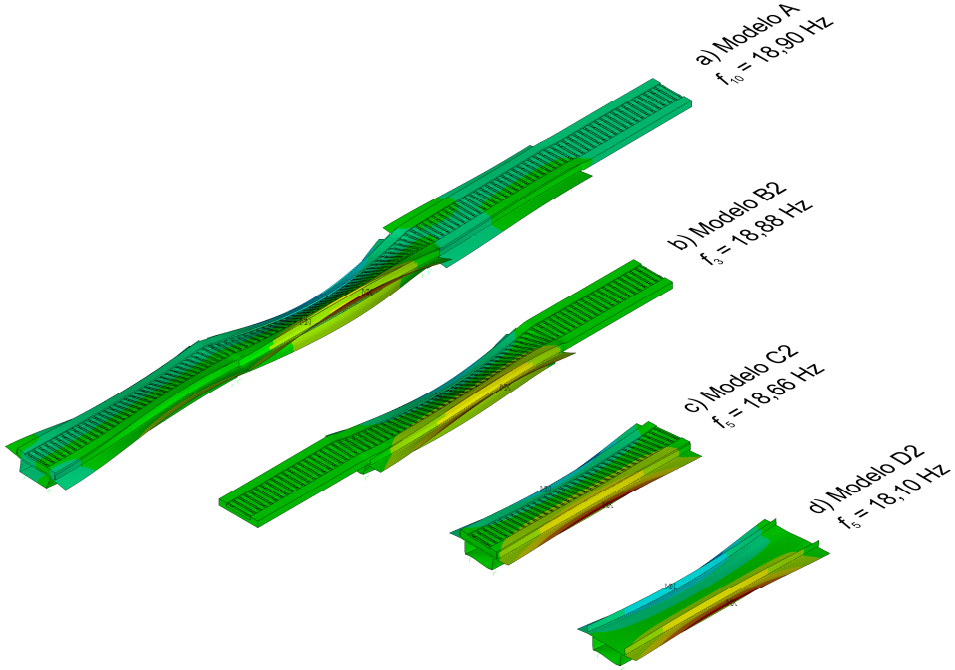


Fig. 4.22 – Primeiro modo de flexão lateral do tramo de 21,0 m (modelos A, B2, C2 e D2).

Tal como verificado no tramo de 16,5 m, também neste tramo de 21,0 m se constata que a ligação de continuidade não tem muita importância, sendo as frequências principalmente influenciadas pela modelação ou não da via-férrea, ainda que de um modo muito ténue.

4.5. CONCLUSÕES

Este capítulo, de estudo das propriedades dinâmicas dos dois tramos em análise do Flyover de Alverca, mostrou o grande afastamento nas frequências de vibração que pode existir entre os modelos numéricos e a realidade. Este afastamento levou a que fosse necessário proceder a uma calibração dos modelos, tendo-se verificado que esta etapa foi mais exigente do que seria espectável. Tal exigência foi condicionada principalmente pela necessidade de utilizar um número algo elevado de variáveis no sentido de tornar possível a aproximação do comportamento do modelo ao comportamento real.

5
COMPORTAMENTO DINÂMICO

5.1. INTRODUÇÃO

O capítulo que se introduz tem como objectivo expor as análises dinâmicas realizadas no modelo numérico mais complexo do Flyover de Alverca, o modelo A.

Inicialmente apresentam-se considerações feitas antes de iniciar a análise propriamente dita, definindo-se aspectos como as grandezas a extrair da análise, as velocidades de circulação dos comboios, a quantidade de modos de vibração a considerar, o amortecimento a atribuir ao modelo e ainda o incremento de tempo necessário para obter resultados com rigor. De referir que os esquemas de cargas por eixo dos comboios de alta velocidade aplicados nas análises dinâmicas deste trabalho encontram-se no Anexo A1.1.

Definidas as características da análise dinâmica, faz-se a apresentação dos resultados obtidos para os dois primeiros tramos junto ao encontro Norte, um de 16,5 m e outro de 21,0 m. A análise consiste na solicitação do modelo à acção de oito comboios de alta velocidade, registando-se acelerações, deslocamentos, tensões e reacções de apoio.

O capítulo termina com uma comparação entre os resultados obtidos por análises realizadas com o número de modos de vibração requeridos pela norma EN1990-AnnexA2 (2002) e resultados com consideração de um número mais elevado de modos de vibração.

5.2. DEFINIÇÃO DE CARACTERÍSTICAS DA ANÁLISE DINÂMICA

5.2.1. PARÂMETROS A EXTRAIR DA RESPOSTA DINÂMICA

Da análise dinâmica optou-se por medir algumas grandezas importantes no âmbito da dinâmica de estruturas, sendo elas:

i. Deslocamentos a meio vão ao nível da laje betonada *in situ*;
ii. Acelerações a meio vão ao nível da laje betonada *in situ*;
iii. Tensão no betão na face inferior da viga pré-fabricada;
iv. Reacção vertical no apoio Tipo F.

Estas grandezas foram avaliadas para os tramos de 16,5 m e 21,0 m, encontrando-se os resultados da análise nos pontos 5.3 e 5.4, respectivamente.

5.2.2. GAMA DE VELOCIDADES A ANALISAR

A norma EN1991-2 (2003) refere que as análises dinâmicas devem ser realizadas para velocidades de circulação dos comboios entre um mínimo de 40 m/s (144 km/h) e o valor da velocidade máxima de análise. Este valor máximo é definido como sendo 20% superior à velocidade máxima da via. Actualmente é habitual definir em linhas de alta velocidade o valor de 350 km/h como velocidade máxima da via, resultando numa velocidade de análise de 420 km/h.

No presente trabalho, definiu-se que a análise se realizaria para uma gama de velocidades entre os 140 e os 450 km/h, com análises intermédias espaçadas de 5 km/h. De notar que não se limitou as velocidades de análise de acordo com as velocidades reais que actualmente os veículos atingem, dado que a evolução destes pode no futuro permitir a sua circulação a maiores velocidades.

5.2.3. NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO A ADOPTAR

Relativamente à análise dinâmica, no que diz respeito à medição de acelerações ao nível dos elementos estruturais que suportam o balastro, a norma EN1990-AnnexA2 (2002) indica que se devem considerar modos de vibração do modelo com frequências de vibração até ao maior valor de:

i. 30 Hz;
ii. 1,5 vezes a frequência do modo fundamental do membro considerado;
iii. Frequência do terceiro modo de vibração do membro.

De acordo com os resultados obtidos da análise modal, os limites ii e iii tomam os valores indicados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Limites das frequências de vibração especificados na norma EN1990-AnnexA2 (2002).

[Hz]	Tramo de 16,5 m	Tramo de 21,0 m
Limite i	30,00	30,00
Freq. 1º modo	9,94	6,68
Limite ii	14,91	10,02
Freq. 3º modo Limite iii	23,00	18,90

Tanto no caso do tramo de 16,5 m como no de 21,0 m, o maior valor é dado pela primeira condição, resultando em análises com modos de vibração até 30 Hz.

Contudo, com o objectivo de perceber a influência que uma análise com uma gama de modos de vibração mais alargada, no ponto 5.5 realiza-se uma comparação da resposta dinâmica do modelo A do Flyover com modos de vibração até 30 e 60 Hz.

5.2.4. AMORTECIMENTO

O amortecimento definido para o viaduto seguiu as indicações presentes na norma EN1991-2 que, para pontes pré-fabricadas de vão *L*, sugere valores de acordo com:

$$\xi = \begin{cases} 1{,}0 + 0{,}07(20 - L);\ L < 20\ m \\ 1{,}0;\ L \geq 20\ m \end{cases} \tag{5.1}$$

Estando no modelo A representados dois vãos, de 16,5 m e de 21,0 m, optou-se por escolher o menor valor do amortecimento para que a análise dinâmica se fizesse pelo lado da segurança. Assim, como para o vão de 21,0 m o amortecimento da estrutura corresponde a 1%, atribuiu-se esse valor a todos os modos de vibração do modelo.

5.2.5. INCREMENTO DE TEMPO

O incremento de tempo a considerar na análise dinâmica do viaduto é um factor determinante para o rigor dos resultados obtidos. No ponto 2.3.4, referiram-se três modos de definir este espaçamento, estando os seus valores representados no Quadro 5.2 em função da frequência de vibração máxima considerada.

Quadro 5.2 – Incrementos de tempo recomendados.

V_{max} = 450 km/h	Freq. máxima (f_{max}) [Hz]	30	60
v_{max} = 125 m/s	Número de modos (Modelo A)	27	77
L = 16,5 m	(2.3): $\Delta t = \frac{1}{8 f_{max}}$ [ms]	4,2	2,1
	(2.4): $\Delta t = \frac{L}{4 n v_{max}}$ [ms]	1,2	0,4
	(2.5): $\Delta t = \frac{1}{20 f_{max}}$ [ms]	1,7	0,8

Foram realizadas análises no modelo A para a passagem de apenas dois comboios, Talgo e TGV, para avaliar de que modo a consideração de diferentes valores para este espaçamento afecta o rigor dos resultados obtidos. Para além de permitir a escolha de espaçamentos de tempo mais adequados para o modelo em estudo sem afectar a qualidade da resposta da estrutura, esta análise torna possível avaliar até que ponto as recomendações supracitadas se adequam e este caso em particular.

5.2.5.1. Modos de vibração até 30 Hz

Para determinar o incremento de tempo a usar em análises com frequências até 30 Hz, realizaram-se estudos dinâmicos para passagens dos comboios Talgo e TGV para valores do incremento de tempo de 4 ms, 2 ms, 1,5 ms, 1 ms e 0,5 ms. Os resultados em acelerações a meio vão ao nível da laje betonada *in situ* à passagem do comboio Talgo encontram-se nas Fig. 5.1 e Fig. 5.2 para os tramos de 16,5 m e 21,0 m, respectivamente.

Os resultados em acelerações do comboio TGV e os resultados em deslocamentos para ambos os comboios encontram-se no Anexo A2.1.1.

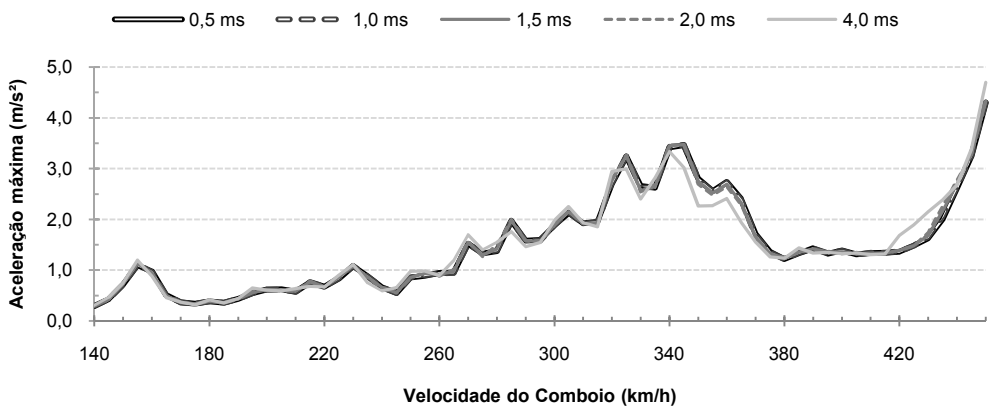


Fig. 5.1 – Acelerações máximas à passagem do comboio Talgo no tramo de 16,5 m (30 Hz).

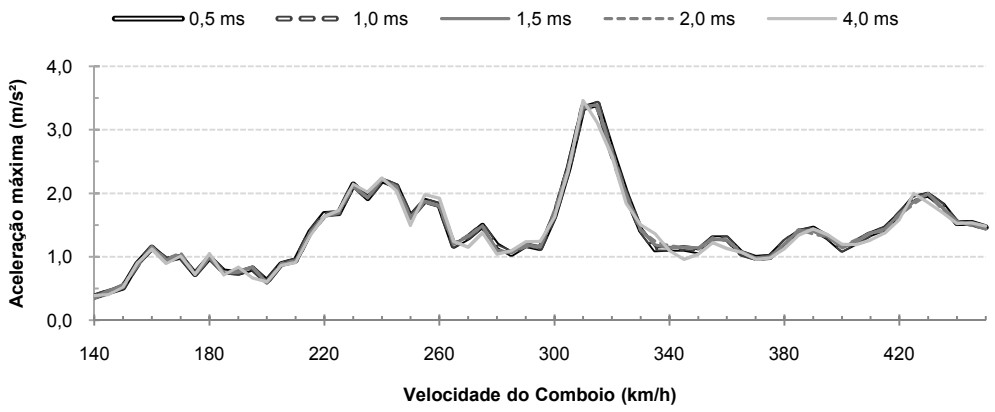


Fig. 5.2 – Acelerações máximas à passagem do comboio Talgo no tramo de 21,0 m (30 Hz).

Analisando os gráficos obtidos verifica-se que a utilização de um incremento de tempo de 2 ms é suficiente para obter resultados que não se encontrem influenciados pela insuficiente discretização no tempo da passagem dos comboios. Pode-se ainda concluir que a equação (2.3), por sugerir um incremento de tempo maior que 4 ms, não é muito adequada caso o rigor da análise seja importante. A equação (2.4) peca, neste caso, por exigir um maior esforço computacional do que o realmente necessário, enquanto a equação (2.5) fornece uma boa estimativa para o incremento de tempo.

Assim, para as análises com modos de vibração até 30 Hz, será usado um incremento de tempo de 2 ms.

5.2.5.2. Modos de vibração até 60 Hz

De modo análogo ao realizado para os modos de vibração até 30 Hz, para o limite de 60 Hz também se realizaram análises dinâmicas para diferentes incrementos de tempo. Os resultados de acelerações máximas para o comboio Talgo encontram-se nas Fig. 5.3 e Fig. 5.4 para os tramos de 16,5 m e 21,0 m, respectivamente.

As acelerações obtidas para o comboio TGV e deslocamentos para ambos os comboios encontram-se no Anexo A2.1.2.

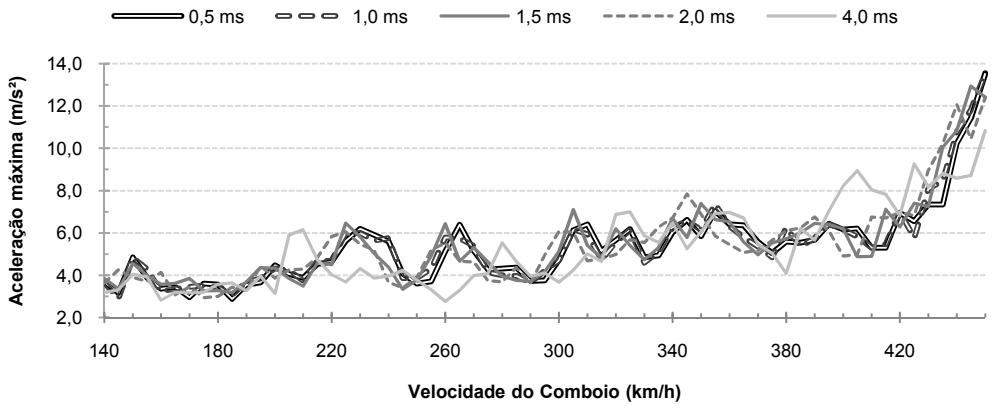


Fig. 5.3 – Acelerações máximas à passagem do comboio Talgo no tramo de 16,5 m (60 Hz).

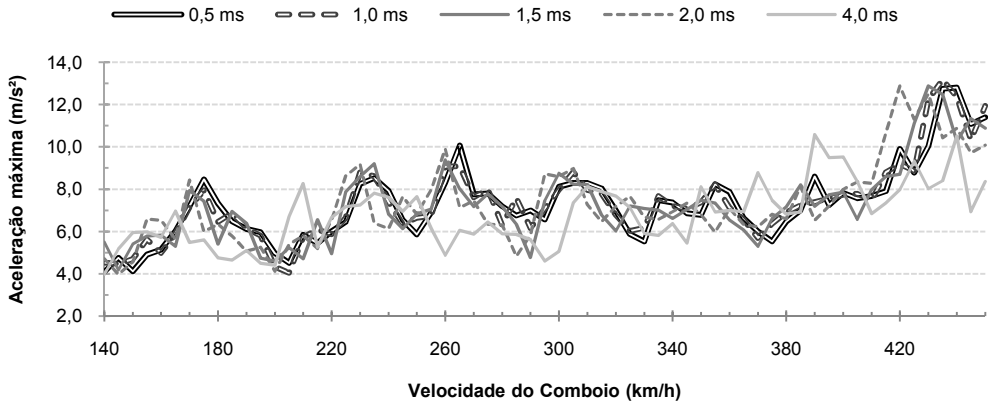


Fig. 5.4 – Acelerações máximas à passagem do comboio Talgo no tramo de 21,0 m (60 Hz).

Como consequência do aumento do número de modos, analisando os gráficos de acelerações, um incremento de tempo de 2 ms torna-se insuficiente para obter resultados com um bom nível de rigor, sendo necessário utilizar um valor de 0,5 ms. Os cálculos com um incremento de 1 ms, embora com alguns desvios, são uma razoável aproximação dos resultados mais rigorosos. Estes resultados permitem concluir que a equação (2.4) fornece um valor adequado para este intervalo de tempo, produzindo resultados com rigor, enquanto a equação (2.3) define um incremento de tempo desadequado à análise dinâmica com modos de vibração até 60 Hz. Mais uma vez, a equação (2.5) atribui a este incremento um valor próximo do ideal.

No que diz respeito aos resultados obtidos para os deslocamentos, um incremento de tempo de 2 ms é suficientemente rigoroso tal como nas análises com modos até 30 Hz, revelando uma menor sensibilidade ao intervalo de tempo do que no caso das acelerações.

Resulta deste pequeno estudo que nas análises dinâmicas com modos de vibração até 60 Hz, será usado um incremento de tempo de 0,5 ms.

5.3. ANÁLISE DINÂMICA DO TRAMO DE 16,5 METROS

Neste subcapítulo realiza-se uma análise dinâmica tramo de 16,5 m do modelo A, registando-se acelerações, deslocamentos, esforços e reacções de apoio para os oito comboios de alta velocidade indicados no Anexo A1.1.

5.3.1. ACELERAÇÕES A MEIO VÃO AO NÍVEL DA LAJE BETONADA *IN SITU*

A avaliação das acelerações ao nível da estrutura que suporta a via balastrada tem uma importância significativa em vias de alta velocidade dada a necessidade de garantir a estabilidade do balastro e garantir o contacto entre a roda e o carril.

Os registos obtidos para as acelerações máximas atingidas na laje de suporte da via-férrea à passagem dos comboios de alta velocidade encontram-se na Fig. 5.5.

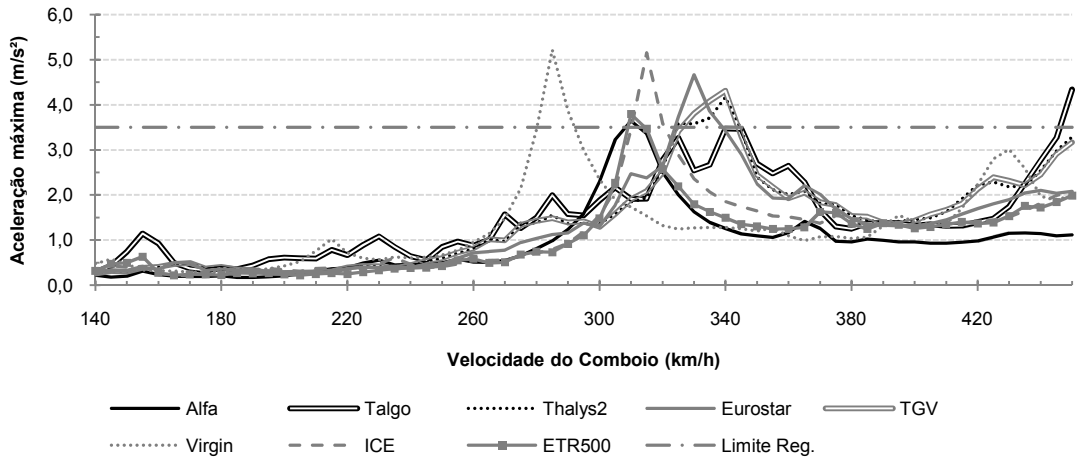


Fig. 5.5 – Acelerações máximas à passagem dos vários comboios no tramo de 16,5 m (30 Hz).

Da análise do gráfico verifica-se que o limite de acelerações definido na norma EN1990-AnnexA2 (2002), 3,5 m/s^2, é ultrapassado quando o viaduto é solicitado por todos os comboios, ocorrendo a ressonância do tramo de 16,5 m na gama de velocidades entre os 270 e 370 km/h e ainda acima dos 430 km/h com alguns comboios. Esse limite não é ultrapassado para as mesmas velocidades, sendo o comboio Virgin aquele que o ultrapassa para a velocidade mais baixa, a cerca de 280 km/h. A aceleração máxima atingida devido à acção deste comboio é de 5,2 m/s^2, valor significativamente superior ao limite regulamentar. Na gama de velocidades entre os 305 e os 350 km/h, os restantes comboios ultrapassam o limite definido, embora os comboios Alfa Pendular, ETR500 e Talgo o façam por uma margem muito reduzida, 0,3 m/s^2 no caso do ETR500, o que pode ser um valor admissível tendo em conta que o limite regulamentar se encontra definido para um factor de segurança de aproximadamente 2. Finalmente resta referir que para velocidades próximas dos 450 km/h, o comboio Talgo é o único que ultrapassa o limite de acelerações, sendo que os comboios TGV e Thalys2 mostram uma tendência para também o ultrapassar para velocidades pouco superiores.

De acordo com o limite regulamentar das acelerações sentidas ao nível da laje de suporte da via balastrada, as velocidades máximas a que cada comboio analisado pode circular encontram-se no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Velocidades máximas de circulação no tramo de 16,5 m.

Comboio	Velocidade Máxima [km/h]
Alfa Pendular	305
Talgo	335
Thalys2	320
Eurostar	320
TGV	325
Virgin	280
ICE	310
ETR500	305

5.3.2. DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO AO NÍVEL DA LAJE BETONADA *IN SITU*

Os deslocamentos máximos atingidos a meio vão da laje betonada *in situ* estão representados na Fig. 5.6. De referir que estes deslocamentos indicados não incluem o deslocamento provocado pelas acções permanentes (peso próprio) da estrutura, assumindo esta flecha inicial o valor de 3,1 mm para o tramo de 16,5 m (não considerando o faseamento construtivo que conduziria a um valor ligeiramente superior).

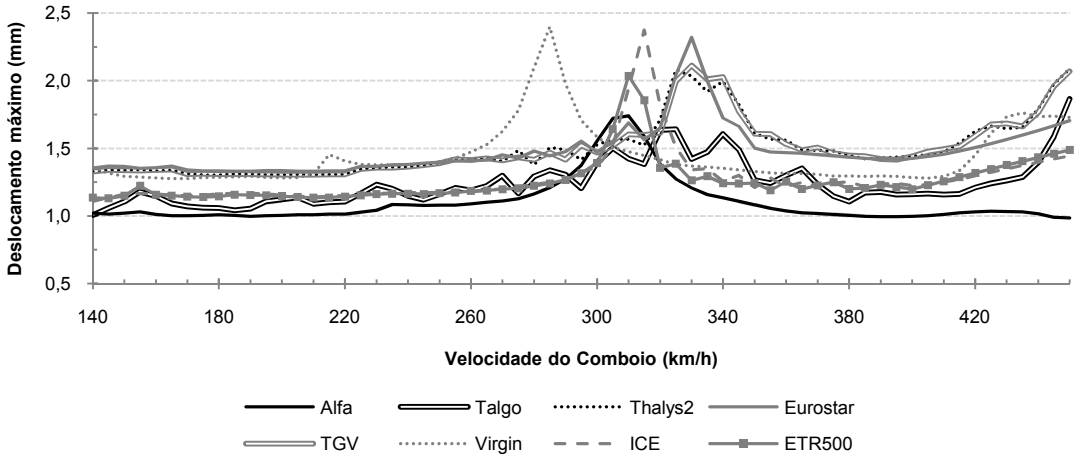


Fig. 5.6 – Deslocamentos máximos à passagem dos vários comboios no tramo de 16,5 m (30 Hz).

Analisando os resultados obtidos, as conclusões a retirar não são muito diferentes das relativas às acelerações, verificando-se velocidades de ressonância muito bem definidas para os vários comboios analisados, exceptuando-se o comboio Talgo que provoca maiores deslocamentos numa gama alargada de velocidades de circulação, entre os 305 e os 345 km/h.

Nas velocidades entre os 270 e os 360 km/h, os comboios que maiores deslocamentos atingem são o Virgin, o ICE e o Eurostar com valores na ordem dos 2,4 mm, seguidos dos comboios ETR500,

Thalys2 e TGV com deslocamentos máximos de aproximadamente 2,1 mm. Os restantes dois comboios, Alfa Pendular e Talgo, são os que atingem menores deslocamentos, rondando os 1,7 mm.

Para velocidades superiores, a partir dos 420 km/h, existe uma tendência geral de aumento dos deslocamentos máximos no meio vão da laje betonada *in situ*, sendo o Alfa Pendular o único comboio que contraria essa orientação.

5.3.3. ESFORÇOS A MEIO VÃO AO NÍVEL DA VIGA PRÉ-FABRICADA

Com o objectivo de avaliar ao nível da viga pré-fabricada a gama de variação de tensões e a sua natureza (tracção ou compressão) para a acção da passagem dos comboios, para esta grandeza optou-se por gerar gráficos com envolventes mínimas e máximas. A componente devido à actuação do peso próprio não é calculada directamente pela metodologia de cargas rolantes, tendo sido extraída da análise estática do viaduto a tensão instalada a meio vão, obtendo-se um valor de tracção de 4,3 MPa (não considerando o faseamento construtivo). Os resultados obtidos da análise dinâmica encontram-se na Fig. 5.7.

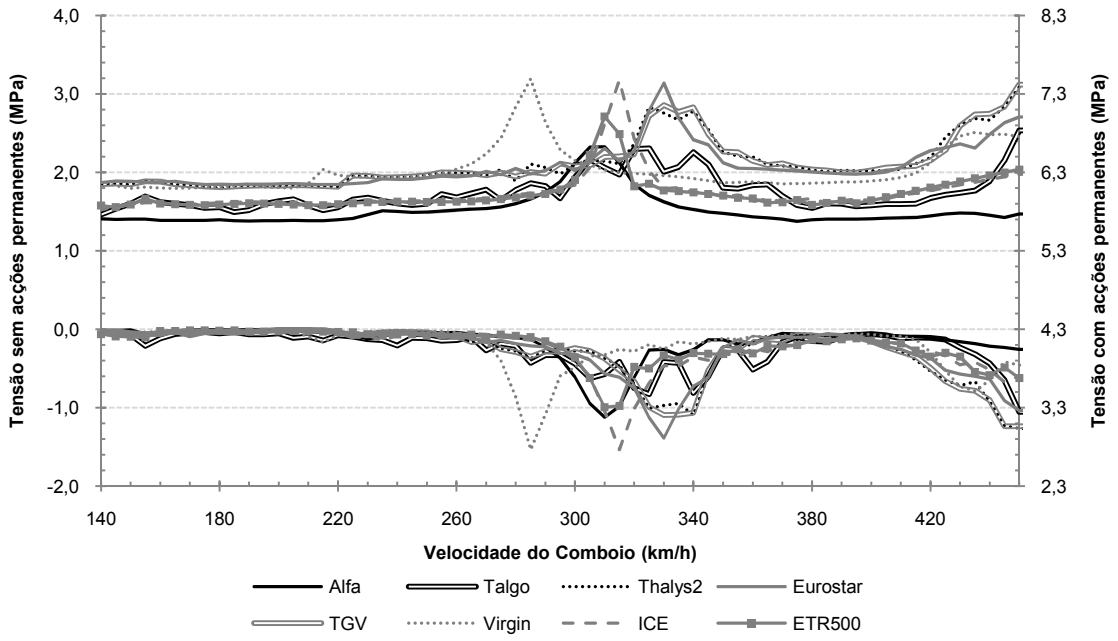


Fig. 5.7 – Envolventes de esforços à passagem dos vários comboios no tramo de 16,5 m (30 Hz).

Por desconhecimento das tensões exercidas pelo pré-esforço na viga U, as tensões apresentadas não são as totais, não se podendo concluir se a viga atinge a descompressão aquando da passagem dos comboios.

No entanto, verifica-se que para toda a gama de velocidades e para todos os comboios, não são instaladas forças de compressão adicionais no ponto considerado. Mais uma vez, como seria espectável dada a dependência directa em análises elásticas entre deslocamentos e tensões, os valores extremos encontram-se na gama de velocidades de ressonância, entre os 270 e os 360 km/h e após os 420 km/h, atingindo no máximo 7,5 MPa de tensão de tracção.

5.3.4. REACÇÕES VERTICAIS DE APOIO

A avaliação da segurança do viaduto passa não só pela verificação dos esforços nas secções, mas também pela avaliação da estabilidade global do viaduto. Este ponto tem como objectivo determinar de que modo a circulação dos comboios de alta velocidade influencia a reacção vertical de um apoio, podendo uma análise desta natureza avaliar se as forças instaladas são excessivas ao ponto de provocarem uma degradação acelerada do aparelho de apoio, neste caso de neopreno cintado, ou então se as forças de levantamento provocadas pela resposta dinâmica são grandes o suficiente para provocarem levantamento de apoio, colocando em risco a segurança estrutural, da própria via e dos passageiros.

Como referido anteriormente, a metodologia de cargas móveis não avalia o efeito estático das cargas permanentes, tendo-se obtido 436 kN como valor da reacção de apoio devido a estas cargas. Na Fig. 5.8 apresentam-se os resultados dinâmicos relativos a esta grandeza no apoio tipo F do tramo de 16,5 m.

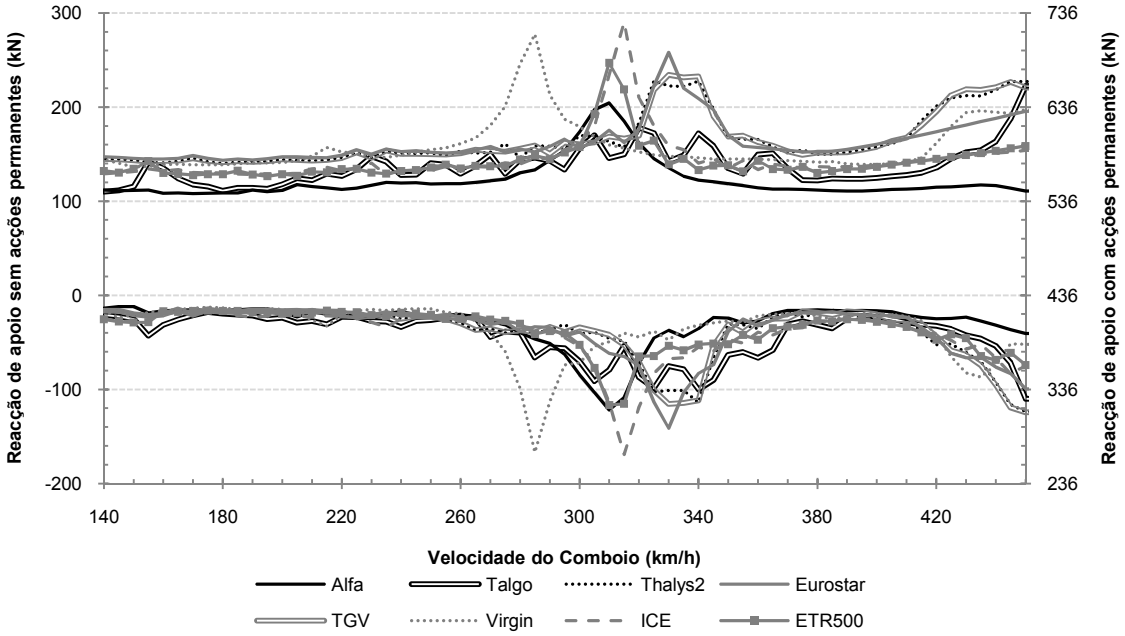


Fig. 5.8 – Envolventes de reacções verticais à passagem dos vários comboios no tramo de 16,5 m (30 Hz).

Pela análise das reacções máximas e mínimas, verificam-se naturalmente valores extremos para as velocidades de ressonância anteriormente referidas. Estes valores não são no entanto suficientes para provocar o levantamento do apoio, sendo a menor reacção total, de valor 267 kN, registada para o comboio ICE à velocidade de circulação de 315 km/h.

5.4. ANÁLISE DINÂMICA DO TRAMO DE 21,0 METROS

Neste subcapítulo realiza-se a análise dinâmica do tramo de 21,0 m do modelo A, sendo registadas as mesmas grandezas do tramo de 16,5 m, isto é, acelerações, deslocamentos, esforços e reacções de apoio.

5.4.1. ACELERAÇÕES A MEIO VÃO AO NÍVEL DA LAJE BETONADA *IN SITU*

As acelerações registadas a meio do tramo de 21,0 m encontram-se na Fig. 5.9.

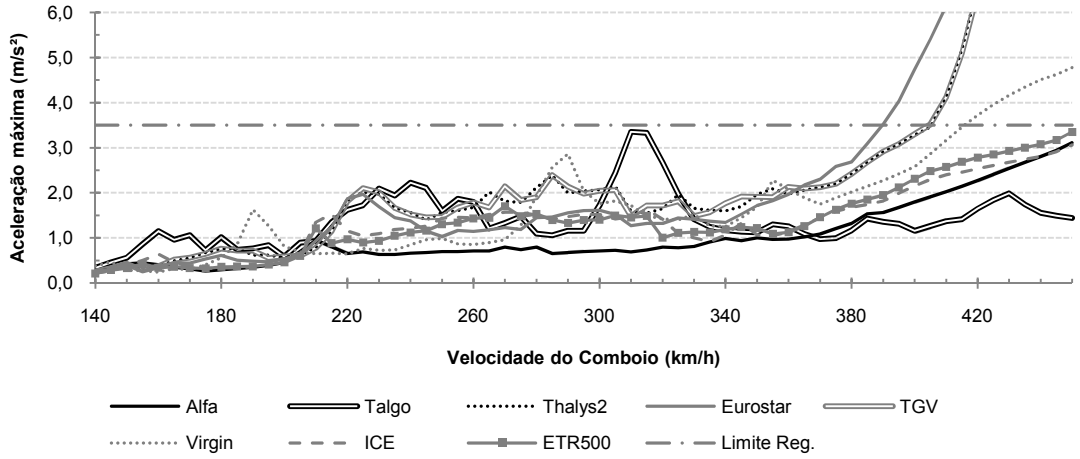


Fig. 5.9 – Acelerações máximas à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz).

Da análise do gráfico verifica-se que o limite regulamentar das acelerações, para uma gama de velocidades muito alargada, não é ultrapassado, surgindo apenas acelerações acima dos 3,5 m/s^2 à velocidade de 390 km/h com o comboio Eurostar, 420 km/h para o TGV e para o Thalys2 e 415 km/h para o comboio Virgin.

Para a gama de velocidades mais comuns (até 350 km/h), apenas o comboio Talgo se aproxima dos 3,5 m/s^2, enquanto os restantes comboios atingem acelerações na ordem dos 2,5 m/s^2. No entanto, é curioso verificar que para uma análise com o comboio Talgo à velocidade de 312,5 km/h, não contemplada nas velocidades de análise, atinge-se uma aceleração de 3,6 m/s^2, ultrapassando o limite regulamentar. O comboio que regista menores acelerações para esta gama de velocidades é o Alfa Pendular, com acelerações inferiores a 1 m/s^2, não se verificando fenómenos de ressonância na estrutura.

De modo a perceber melhor o comportamento da estrutura para velocidades de circulação mais elevadas, apresenta-se a Fig. 5.10 que contém um gráfico representativo das acelerações atingidas.

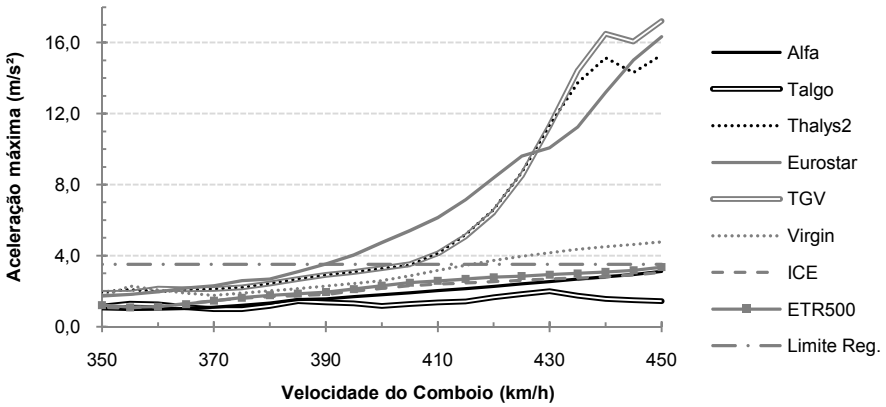


Fig. 5.10 – Pormenor para velocidades de 350 a 450 km/h das acelerações máximas à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz).

A Fig. 5.10 mostra as acelerações excessivas atingidas pelos comboios Eurostar, TGV e Thalys2. Os cerca de 16 m/s^2 registados são valores incomportáveis para a manutenção da estabilidade do balastro e do contacto entre a roda e o carril, não podendo estes comboios de modo algum circular na ponte modelada a velocidades superiores a 390 km/h.

O limite regulamentar das acelerações sentidas ao nível da laje de suporte da via balastrada restringe assim as velocidades máximas de circulação dos comboios às indicadas no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Velocidades máximas de circulação no tramo de 21,0 m.

Comboio	Velocidade Máxima [km/h]
Alfa Pendular	450*
Talgo	310**
Thalys2	405
Eurostar	385
TGV	400
Virgin	415
ICE	450*
ETR500	450*

* velocidade limitada pela gama de velocidades analisadas

** velocidade determinada pela análise a 312,5 km/h

5.4.2. DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO AO NÍVEL DA LAJE BETONADA *IN SITU*

A Fig. 5.11 apresenta os deslocamentos máximos atingidos, não incluindo a parcela correspondente à acção do peso próprio da estrutura que, para o tramo de 21,0 m corresponde a 6,9 mm (não considerando o faseamento construtivo).

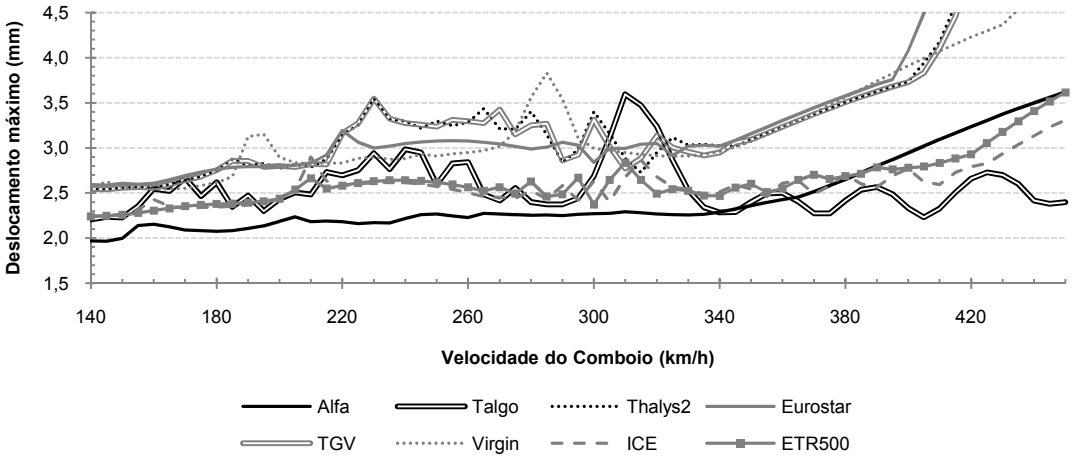


Fig. 5.11 – Deslocamentos máximos à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz).

Os comboios que provocam maiores deslocamentos na estrutura para velocidades até aos 350 km/h são o Talgo e o Thalys2 a partir dos 215 km/h, o Virgin aos 285 km/h e o Talgo à velocidade de circulação de 310 km/h. Estes deslocamentos assumem valores entre 3,5 e 3,8 mm.

A velocidades acima dos 380 km/h, nota-se um incremento significativo dos deslocamentos provocados pelos comboios de alta velocidade, exceptuando-se o comboio Talgo que a partir dos 340 km/h mantém o deslocamento máximo na ordem dos 2,5 mm. Este aumento é mais significativo para os comboios Eurostar, TGV, Thalys2 e Virgin. Na Fig. 5.12 apresenta-se o mesmo gráfico que o da Fig. 5.11, no entanto com uma escala adequada à interpretação dos deslocamentos máximos às velocidades mais elevadas.

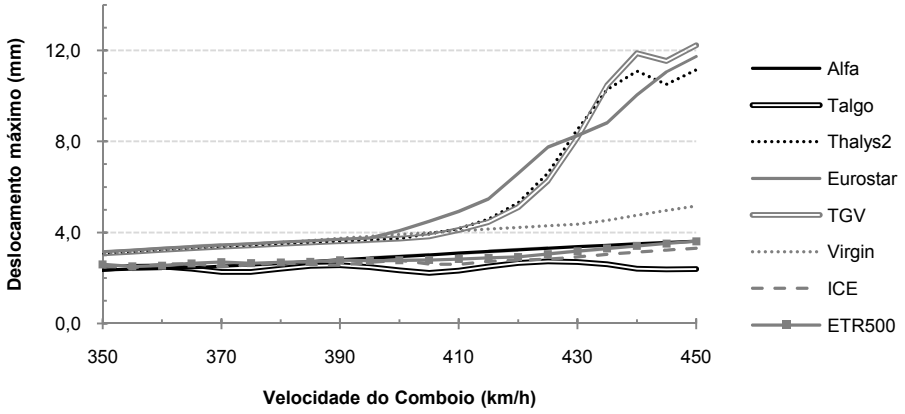


Fig. 5.12 – Pormenor para velocidades de 350 a 450 km/h dos deslocamentos máximos à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz).

Pela análise da Fig. 5.12, confirma-se um incremento nos deslocamentos máximos para os comboios referidos anteriormente, sendo esse aumento muito mais significativo para os comboios Eurostar, TGV e Thalys2 (comboios articulados).

5.4.3. Esforços a meio vão ao nível da viga pré-fabricada

Tal como realizado para o tramo de 16,5 m, também neste subcapítulo se faz uma pequena análise dos esforços provocados pela circulação dos comboios, sendo esses esforços calculados para a laje inferior da viga U, a meio vão do tramo de 21,0 m. O esforço provocado apenas pela acção das cargas permanentes, não considerando o faseamento construtivo, tem o valor de 6,5 MPa (tracção).

Para os vários níveis de velocidade até aos 350 km/h, as tensões na viga U provocadas pela circulação dos comboios Alfa Pendular, ETR500, ICE e Eurostar não variam de forma significativa. Já no caso dos comboios TGV e Thalys2, verifica-se um incremento das tensões em cerca de 1,0 MPa a partir dos 200 km/h. Os fenómenos de ressonância são mais notórios para os comboios Virgin e Talgo, causando o primeiro uma tensão máxima de 3,6 MPa aos 285 km/h e o segundo um valor de 3,26 MPa aos 310 km/h, correspondendo estes valores apenas à acção do comboio sobre a estrutura. Em relação a tensões de compressão devido à acção do comboio, o maior valor acontece para o comboio Talgo à velocidade de 310 km/h com um valor de 1,6 MPa.

Para velocidades acima dos 350 km/h, apresenta-se o gráfico da Fig. 5.14 que se encontra mais bem ajustado aos valores de tensões atingidos.

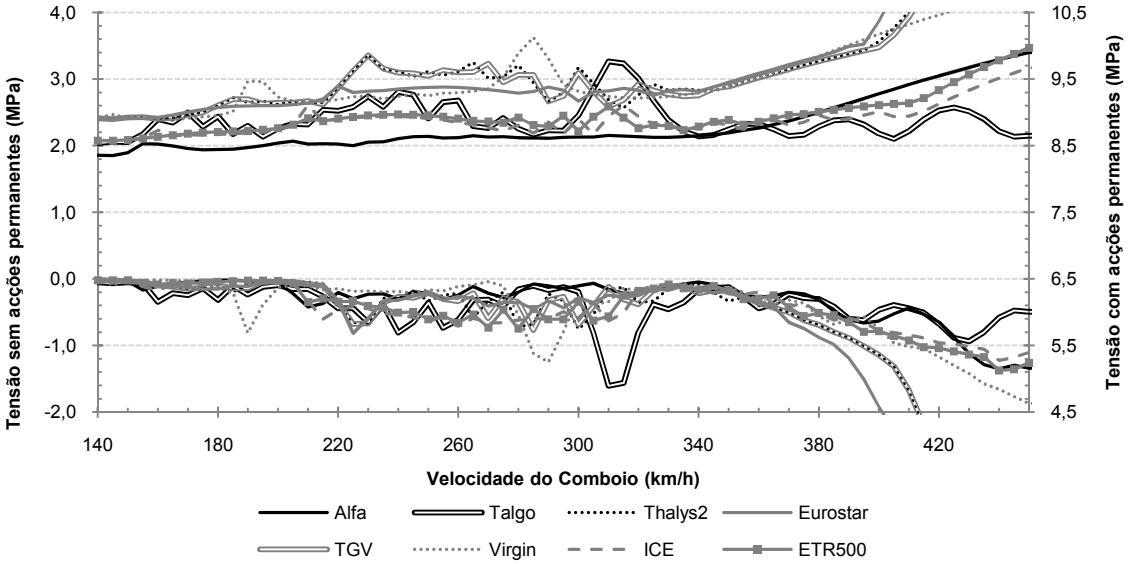


Fig. 5.13 – Envolventes de esforços à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz).

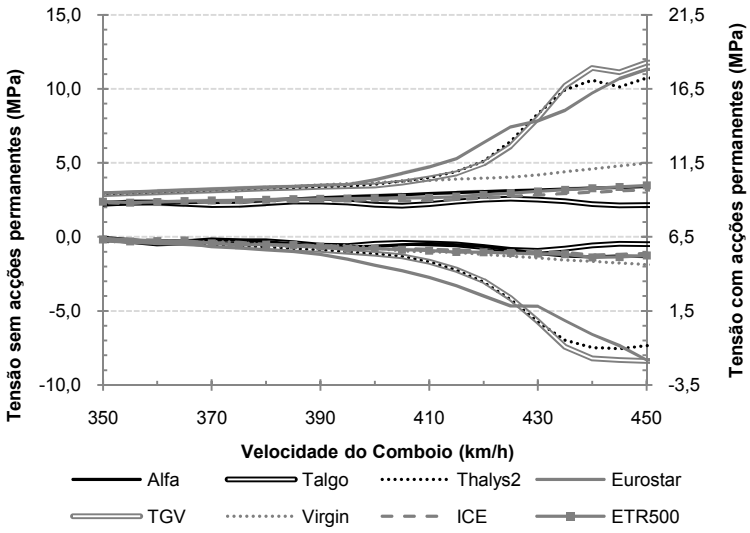


Fig. 5.14 – Pormenor para velocidades de 350 a 450 km/h das envolventes de esforços à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz).

Como resultado da análise da Fig. 5.14, verificam-se incrementos excessivos das tensões na laje da viga U para os comboios Eurostar, TGV e Thalys2.

5.4.4. REACÇÕES VERTICAIS DE APOIO

Como referido no ponto 5.3.4 relativo às reacções verticais de apoio do tramo de 16,5 m, esta verificação é importante na garantia da segurança estrutural, da via e dos passageiros. Na Fig. 5.15 apresenta-se a evolução da reacção de apoio resultante da passagem dos comboios no viaduto. O valor da reacção no apoio tipo F do tramo de 21,0 m para a actuação do peso próprio é de 662 kN.

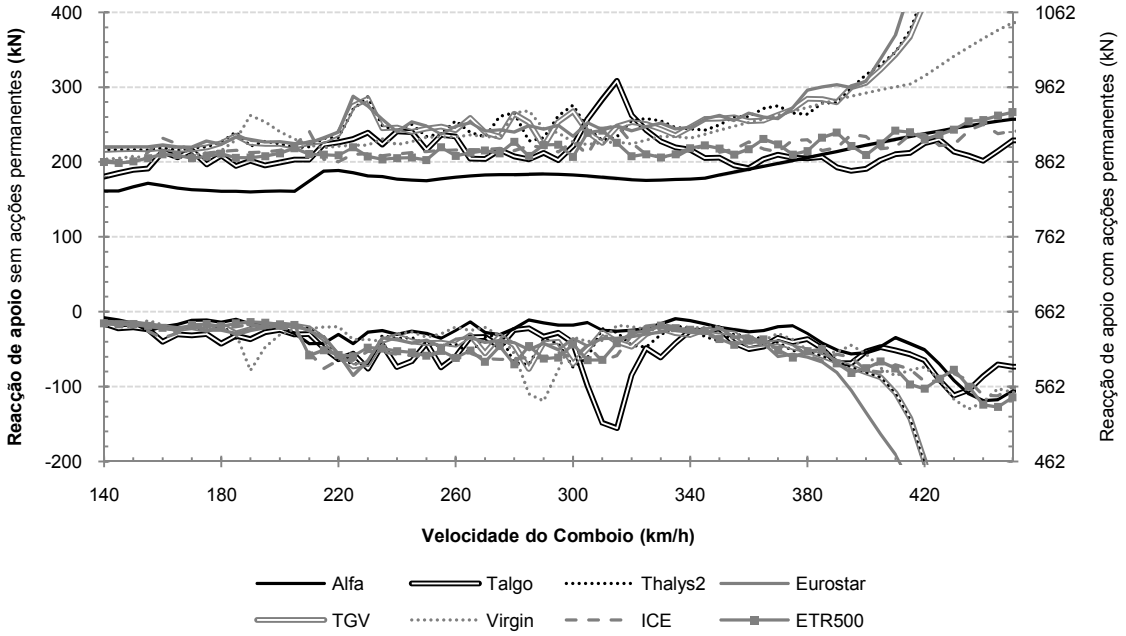


Fig. 5.15 – Envolventes de reacções verticais à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz).

A análise do gráfico da Fig. 5.15 para as velocidades até 360 km/h permite verificar que as forças máximas de compressão do apoio apenas devido à acção dos comboios se mantém aproximadamente constante na ordem dos 240 kN, atingindo picos mais elevados por volta dos 220 km/h (285 kN) para os comboios TGV, Thalys2 e Eurostar e próximo dos 315 km/h (308 kN) para o comboio Talgo. No caso de forças de levantamento, estas assumem valores que se situam próximos dos 60 kN, atingindo no entanto o comboio Virgin um valor máximo à velocidade de 290 km/h (120 kN), sendo este valor apenas excedido para o comboio Talgo com uma força de levantamento de 155 kN aos 315 km/h.

Para a análise de velocidades superiores a 360 km/h, apresenta-se a Fig. 5.16 que contém a envolvente de reacções de apoio para as velocidades mais elevadas.

Tal como nas grandezas anteriormente analisadas, também a reacção de apoio sofre um acréscimo significativo para as velocidades mais elevadas no caso de alguns comboios, começando essa amplificação perto dos 400 km/h. Esses comboios são o Eurostar, o TGV e o Thalys2 que, para além de atingirem forças de compressão sobre o apoio muito elevas para velocidades acima dos 430 km/h, também as forças de levantamento crescem de forma considerável. Numa análise puramente gráfica, seria possível dizer que não ocorreria levantamento do apoio dado que a força de levantamento provocada pelo comboio TGV atinge 652 kN (445 km/h) enquanto o peso próprio exerce 662 kN. No entanto, conclusões desta natureza não são válidas na engenharia civil, podendo-se concluir que existe um risco de possibilidade de ocorrência de levantamento de apoio.

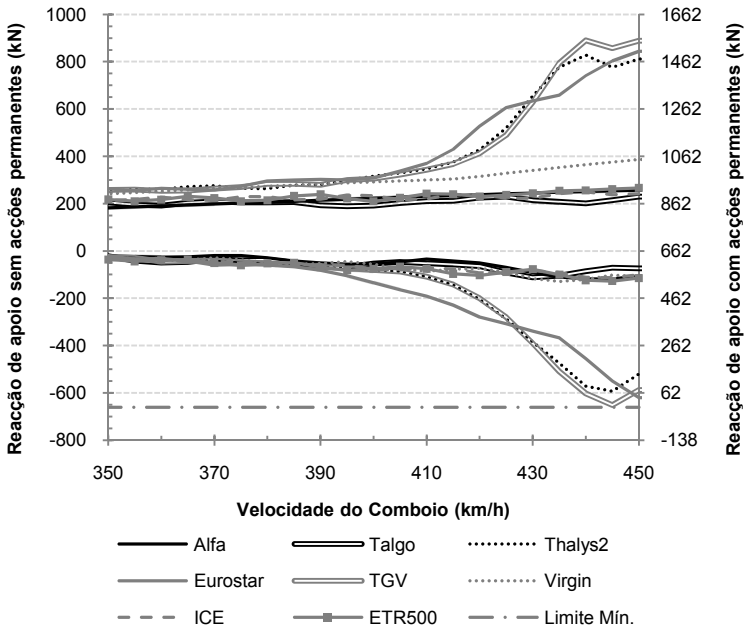


Fig. 5.16 – Pormenor para velocidades de 350 a 450 km/h das envolventes de reacções verticais à passagem dos vários comboios no tramo de 21,0 m (30 Hz).

5.5. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA COM MODOS DE VIBRAÇÃO ATÉ 30 HZ E 60 HZ

Os resultados obtidos por uma análise dinâmica por sobreposição modal são influenciados pelo do número de modos de vibração que são considerados. Análises com maior número de modos de vibração tendem a reproduzir mais fielmente o comportamento dinâmico da estrutura em análise. Contudo, o rigor dos resultados encontra-se dependente da atribuição correcta dos coeficientes de amortecimento para cada modo de vibração. Dada a dificuldade em determinar correctamente esses coeficientes, usam-se expressões como as presentes na EN1991-2 (2003) que tentam estimar esses amortecimentos, sendo que, como referido no ponto 5.2.4, o valor do coeficiente atribuído ao modelo em análise foi 1%.

Esta análise comparativa incidiu sobre o modelo mais complexo do Flyover de Alverca, o modelo A, comparando a resposta dinâmica do viaduto considerando modos com frequências de vibração até 30 Hz (27 modos), como sugerido na EN1990-AnnexA2 (2002) para a verificação das acelerações, e 60 Hz (77 modos).

A análise limitou-se ao estudo de deslocamentos e acelerações a meio vão da laje betonada *in situ* quando o viaduto é solicitado pela acção dos comboios Talgo e TGV. A opção por estes dois comboios prendeu-se com o facto de serem dois comboios da rede ferroviária europeia que maiores velocidades atingem, não se realizando a análise para outros comboios dado que as conclusões finais não seriam muito diferentes. Adiciona-se ainda o facto de o tempo de cálculo exigido para análises com modos de vibração até 60 Hz ser algo elevado.

5.5.1. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA

Realizadas as análises dinâmicas para a gama de velocidades dos 140 aos 450 km/h, apresentam-se nas Fig. 5.17 e Fig. 5.18 os resultados relativos aos deslocamentos máximos dos tramos de 16,5 m e 21,0 m, respectivamente, para o comboio Talgo. Os resultados relativos ao comboio TGV encontram-se no Anexo A2.2.1.

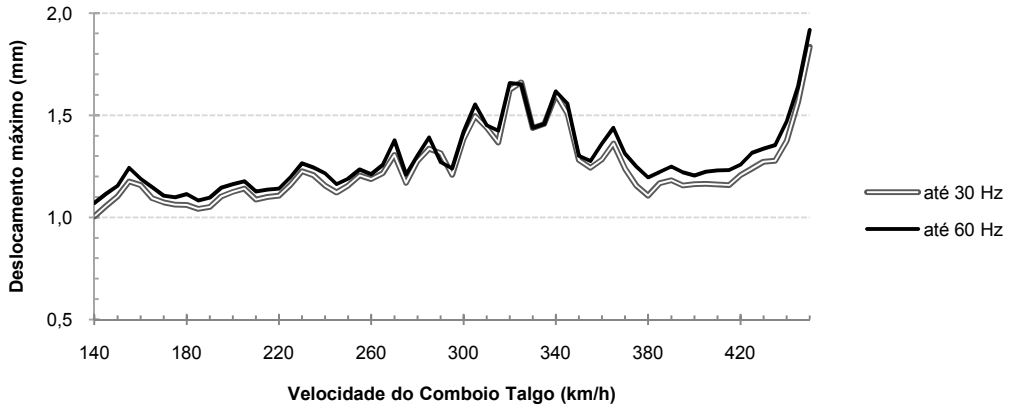


Fig. 5.17 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 16,5 m (Talgo).

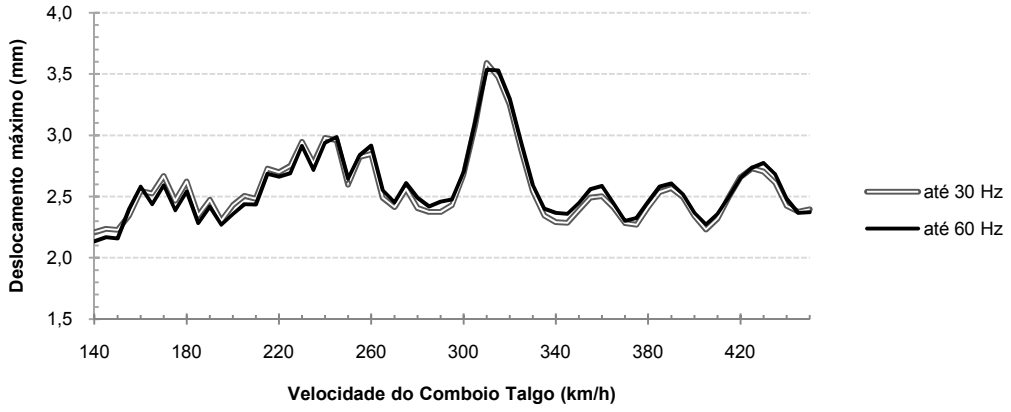


Fig. 5.18 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 21,0 m (Talgo).

Da análise dos gráficos referidos nota-se que a consideração de um maior número de modos de vibração, embora possa definir com maior rigor a resposta, não é muito relevante para a definição dos deslocamentos. Assim, do ponto de vista da resposta dinâmica, as diferenças entre a consideração de modos até 30 ou 60 Hz não são muito relevantes, encontrando-se sim uma grande diferença no esforço computacional exigido, sendo que para modos de vibração até 30 Hz apenas são considerados 27 modos e o incremento de tempo exigido é de 2 ms, enquanto para modos até 60 Hz são necessários 77 modos (triplo) e análises com incremento de tempo de 0,5 ms (quatro vezes mais instantes de tempo). Como forma de comparação, em termos de tempo efectivo de cálculo no computador em que se realizou a análise do comboio TGV, para modos até 30 Hz consumiram-se aproximadamente 8 minutos, tendo os cálculos realizados para modos até 60 Hz demorado 22 vezes mais, 176 minutos (≈3 horas).

No que diz respeito às acelerações máximas provocadas pelo comboio Talgo, as Fig. 5.19 e Fig. 5.20 apresentam os resultados para os tramos de 16,5 m e 21,0 m, respectivamente. No Anexo A2.2.1 encontram-se os resultados relativos ao comboio TGV.

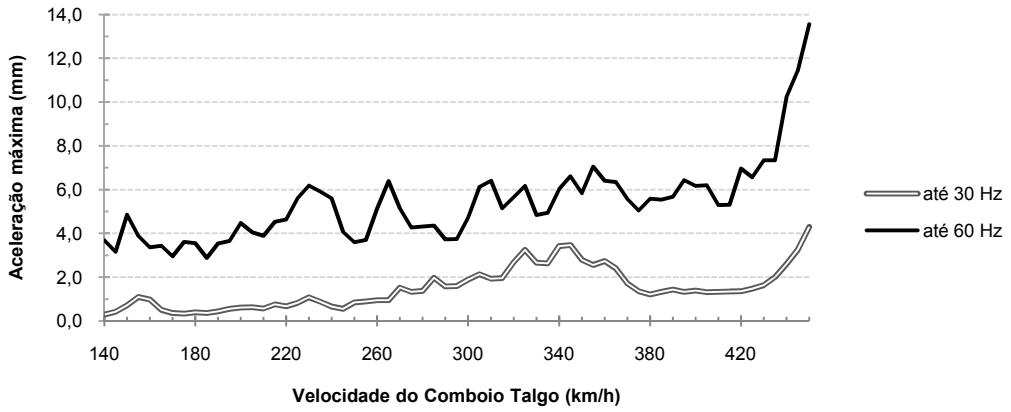


Fig. 5.19 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 16,5 m (Talgo).

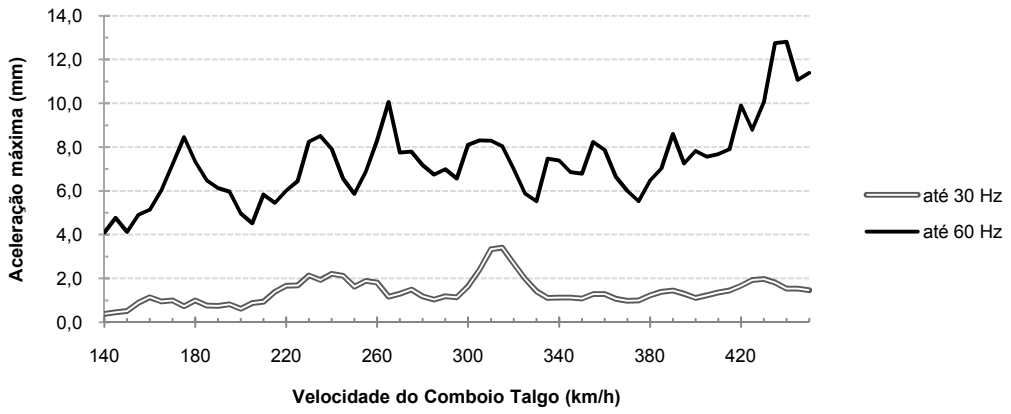


Fig. 5.20 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 21,0 m (Talgo).

Da observação das acelerações máximas atingidas, retira-se que a análise com maior número de modos de vibração regista acelerações muito mais elevadas quando comparadas com a análise com menor número de modos. Para além das diferenças de valores atingidos, cerca de 3 a 4 vezes superiores, a própria forma dos gráficos não é similar, exigindo por isso uma análise mais detalhada da contribuição de cada modo para a resposta final em acelerações para perceber a origem das diferenças dos valores atingidos.

5.5.2. ANÁLISE DA CONTRIBUIÇÃO DE CADA MODO DE VIBRAÇÃO

Com o objectivo de determinar a contribuição de cada modo para a resposta em acelerações, realizaram-se análises de acelerações na laje à passagem dos comboios Talgo e TGV para modos de vibração até 60 Hz. Essa análise fez-se para as velocidades de circulação de 200, 250, 300 e 350 km/h, decompondo-se depois a aceleração máxima atingida na contribuição de cada modo de vibração.

Nas Fig. 5.21 e Fig. 5.22 encontram-se os resultados para o comboio Talgo dos tramos de 16,5 m e 21,0 m, respectivamente. Os resultados para o comboio TGV encontram-se no Anexo A2.2.2.

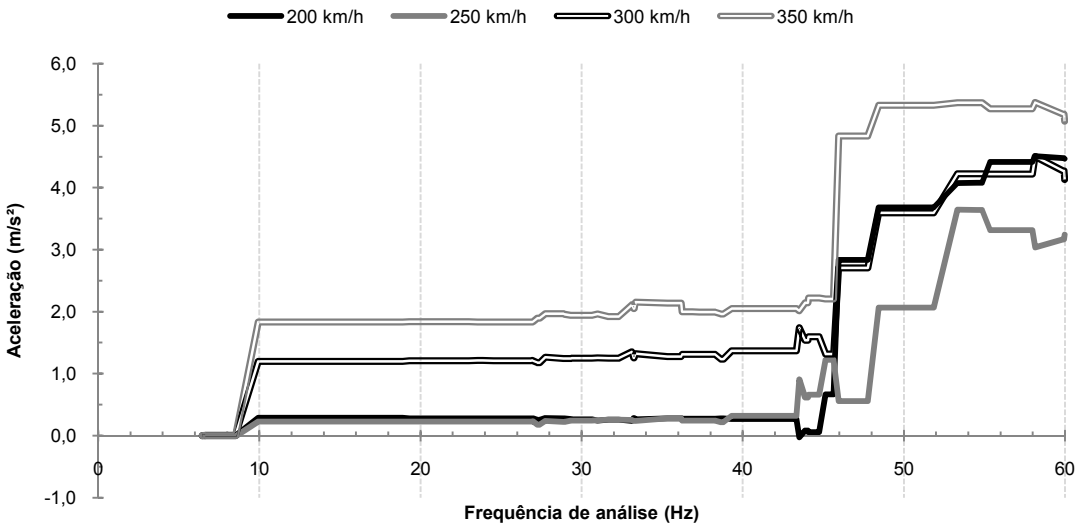


Fig. 5.21 – Contribuição acumulada para a aceleração em função da frequência máxima (Talgo; tramo 16,5 m).

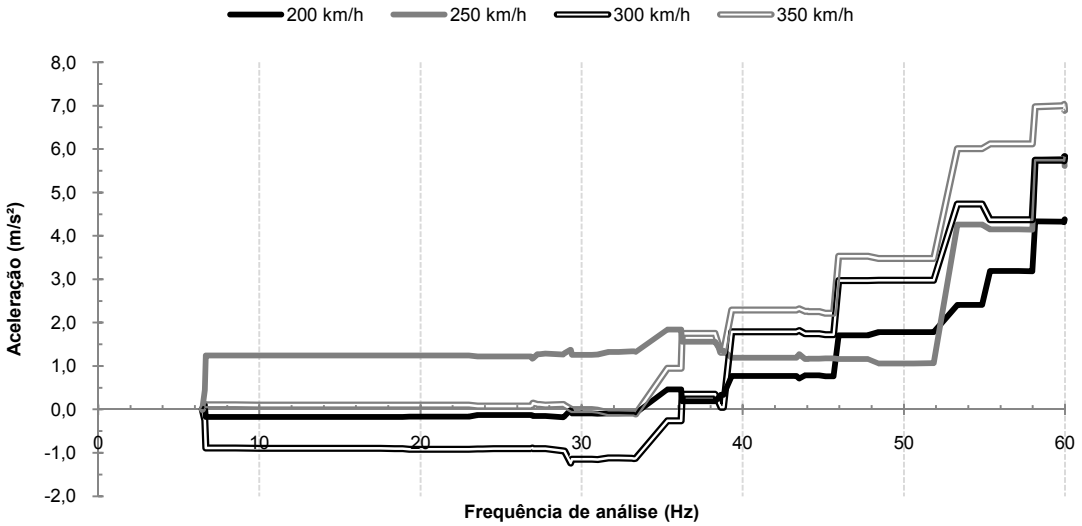
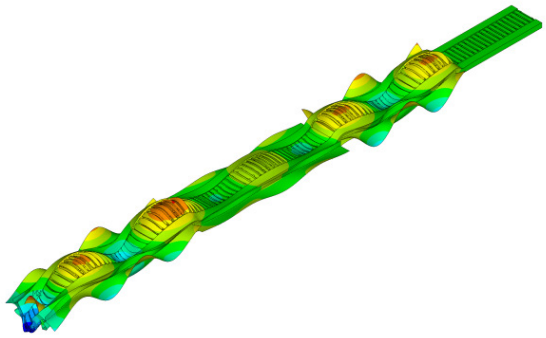
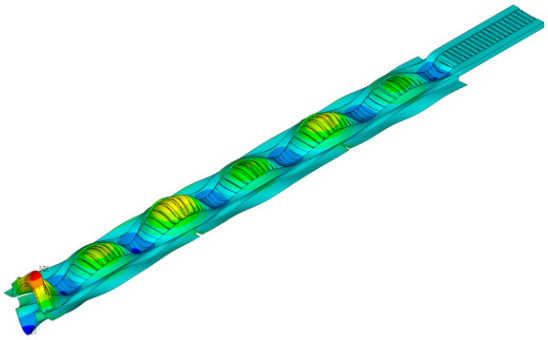
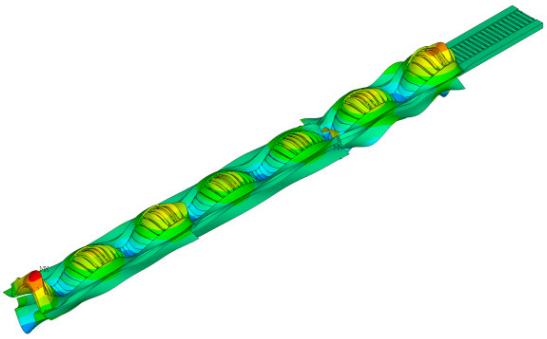
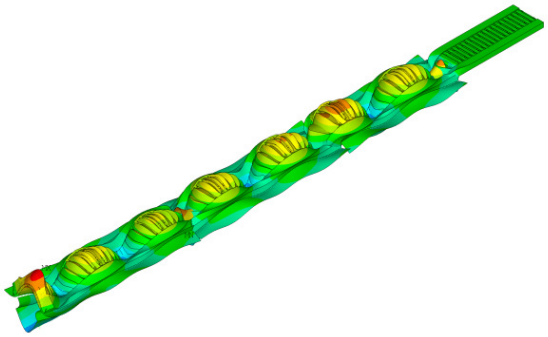


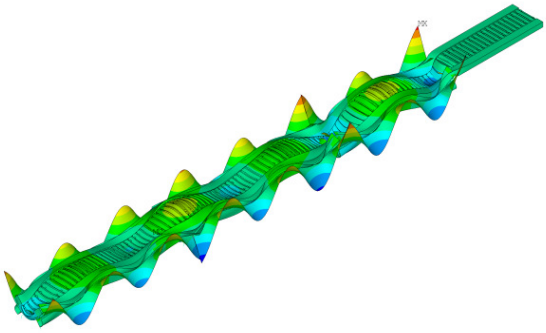
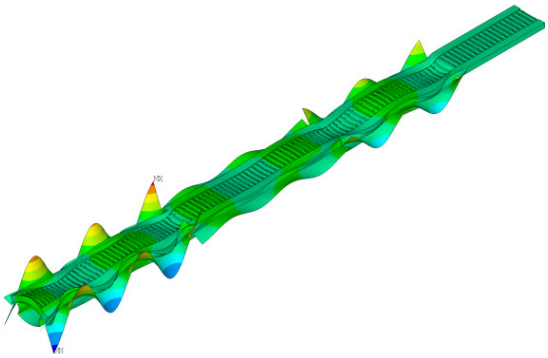
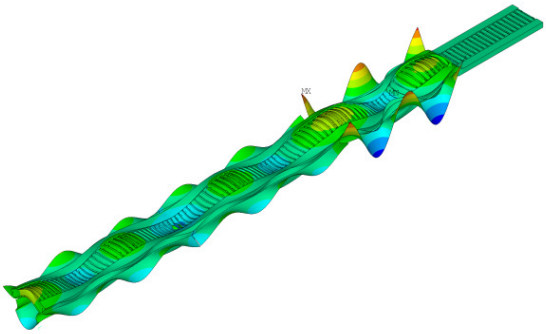
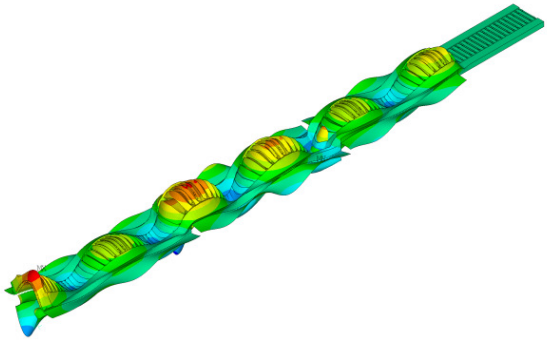
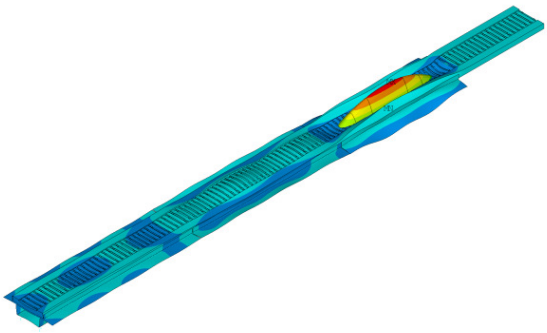
Fig. 5.22 – Contribuição acumulada para a aceleração em função da frequência máxima (Talgo; tramo 21,0 m).

Da análise dos gráficos verifica-se que para modos de vibração até 30 Hz, o modo de vibração com contribuição mais importante é o primeiro modo vertical que tem frequências de 9,94 Hz para o tramo de 16,5 m e 6,68 Hz para o tramo de 21,0 m. Dos restantes modos de vibração em que se verifica um incremento importante da aceleração, identificaram-se os modos que são comuns aos dois tramos (Quadro 5.5) e os apenas relativos a cada um dos tramos, o de 16,5 m (Quadro 5.6) e o de 21,0 m (Quadro 5.7).

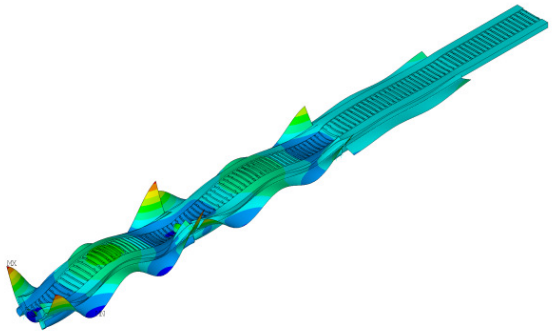
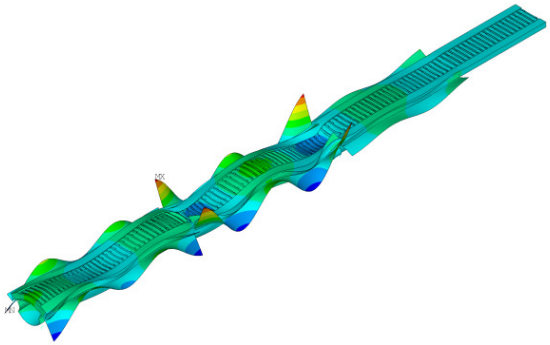
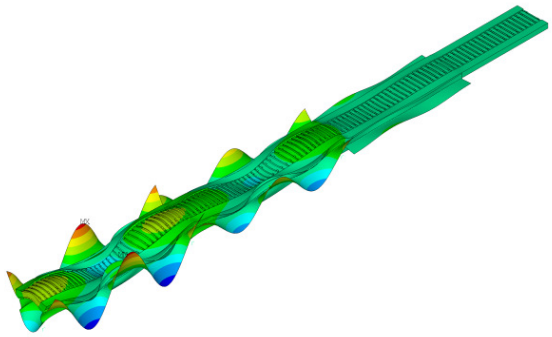
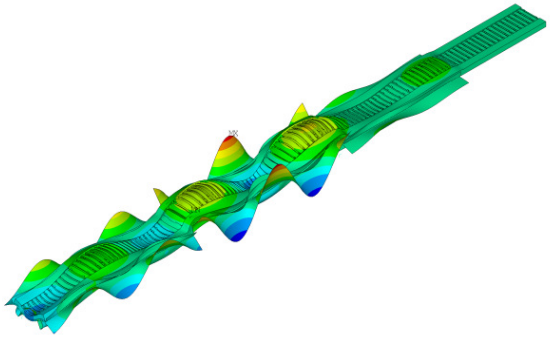
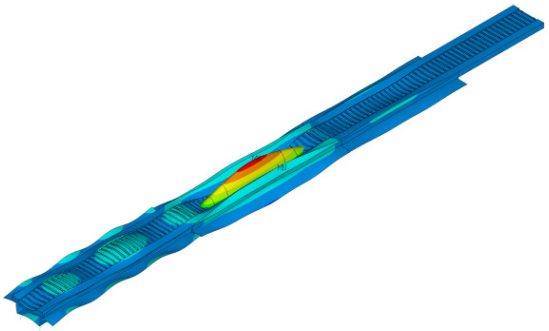
Quadro 5.5 – Modos de vibração importantes para as acelerações, comuns aos tramos de 16,5 m e 21,0 m.

Modo 59 f = 45,95 Hz	Modo 67 f = 53,32 Hz
	
Modo 70 f = 55,34 Hz	**Modo 74 f = 58,15 Hz**
	

Quadro 5.6 – Modos de vibração importantes para as acelerações, relativos ao tramo de 16,5 m.

Modo 51 f = 43,50 Hz	Modo 52 f = 43,86 Hz
	
Modo 56 f =45,14 Hz	**Modo 61 f = 48,44 Hz**
	
Modo 75 f = 59,88 Hz	
	

Quadro 5.7 – Modos de vibração importantes para as acelerações, relativos ao tramo de 21,0 m.

Modo 37 f = 35,32 Hz	Modo 39 f = 36,24 Hz
	
Modo 46 f = 38,64 Hz	**Modo 48 f = 39,33 Hz**
	
Modo 77 f = 59,97 Hz	
	

Após analisar as configurações modais do Quadro 5.5, verifica-se que nos modos apresentados existe flexão principalmente da zona da laje betonada *in situ* localizada entre as almas da viga pré-fabricada, revelando que se tratam de modos de vibração locais relativos a essa laje.

Relativamente aos modos indicados nos Quadro 5.6 e Quadro 5.7, também se verificam modos locais. Nos modos representados na primeira linha de cada um dos quadros referidos, embora tal não seja muito perceptível, ocorre flexão da laje na direcção transversal ao viaduto, mostrando que esses modos são modos locais dessa laje. Nos modos representados nas segunda e última linhas, é perceptível a flexão principalmente da laje betonada *in situ*, embora nos modos da última linha também exista flexão da laje inferior da viga U que, no entanto, não contribui para a aceleração que se mede ao nível da laje de suporte da via.

Assim, verificando-se modos de vibração locais relativos à flexão principalmente transversal da laje betonada *in situ*, o coeficiente de amortecimento atribuído a estes modos de valor 1% não será adequado por se tratar de um amortecimento para pontes pré-fabricadas, neste caso com vão de 21,0 m. Será apropriado então atribuir a estes modos de vibração valores para o coeficiente de amortecimento imaginando que a laje se comporta como uma pequena ponte de betão armado com vão igual à distância entre as almas da viga pré-fabricada.

Dado que a laje betonada *in situ* não é pré-esforçada, seguindo as indicações da norma EN1991-2 (2003) relativas ao coeficiente de amortecimento para pontes de betão armado de vão L:

$$\xi = \begin{cases} 1{,}5 + 0{,}07(20 - L); & L < 20m \\ 1{,}5; & L \geq 20m \end{cases} \tag{5.2}$$

o coeficiente de amortecimento para um vão de 3,3 m assume o valor de 2,67%. Este valor foi atribuído aos modos de vibração do modelo A identificados como locais da laje betonada *in situ*, isto é, aos modos 37, 39, 46, 48, 51, 52, 56, 59, 61, 67, 70, 74, 75 e 77.

A análise dinâmica tendo em conta estes novos amortecimentos é realizada no ponto que se segue e, adicionalmente, também se faz uma análise com amortecimento ligeiramente superior, 4%, nos modos locais referidos.

5.5.3. Comparação da resposta dinâmica (com amortecimentos ajustados)

Como referido no subcapítulo 5.5.2, a identificação de modos de vibração locais permitiu a atribuição de coeficientes de amortecimento ajustados a esses modos. Assim, realiza-se neste subcapítulo uma análise dinâmica do modelo ajustado usando modos de vibração até 60 Hz, comparando as respostas com os resultados anteriormente obtidos. Adicionalmente, também se faz uma análise para um amortecimento ligeiramente superior.

Nas Fig. 5.23 e Fig. 5.24 apresentam-se gráficos que comparam as envolventes de deslocamentos obtidas pelas três análises realizadas para o comboio Talgo. Os resultados relativos ao comboio TGV encontram-se no Anexo A2.2.3.

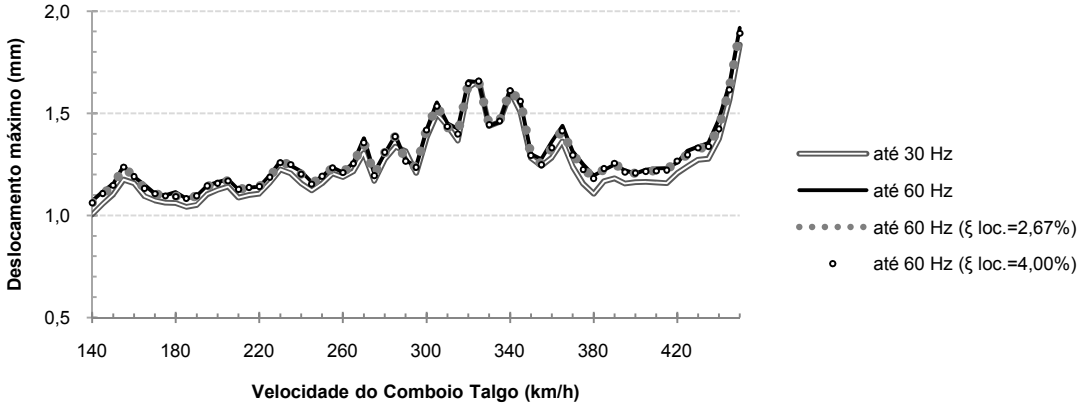


Fig. 5.23 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 16,5 m com amortecimentos ajustados (Talgo).

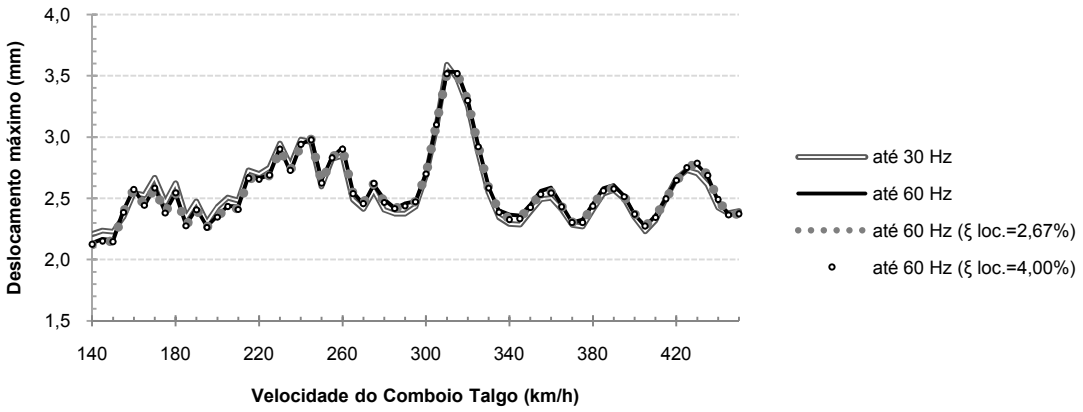


Fig. 5.24 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 21,0 m com amortecimentos ajustados (Talgo).

Da análise dos gráficos verifica-se que em termos de deslocamentos máximos para as análises com modos de vibração até 60 Hz, estes variaram muito pouco com a consideração de amortecimentos maiores nos modos de vibração locais.

Relativamente às acelerações medidas ao nível da laje betonada *in situ*, apresentam-se nas Fig. 5.25 e Fig. 5.26 as envolventes de acelerações para o comboio Talgo, nos tramos de 16,5 m e 21,0 m respectivamente. Os resultados obtidos para o comboio TGV encontram-se no Anexo A2.2.3.

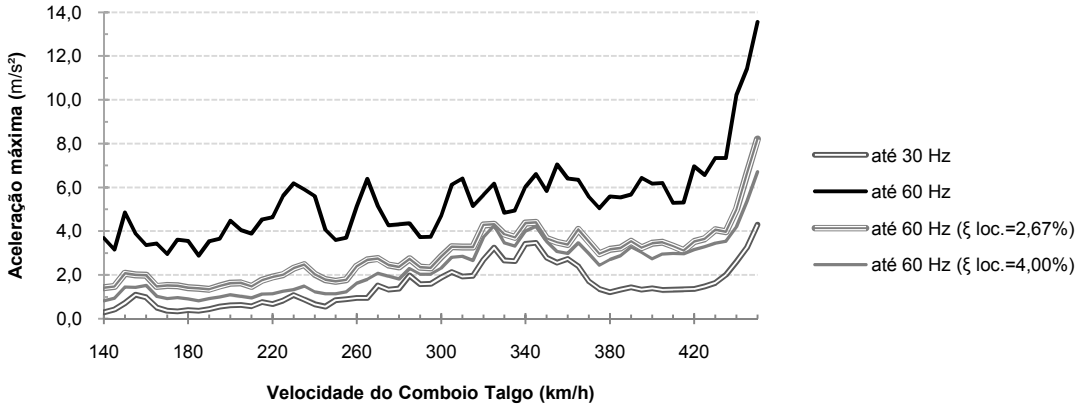


Fig. 5.25 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 16,5 m com amortecimentos ajustados (Talgo).

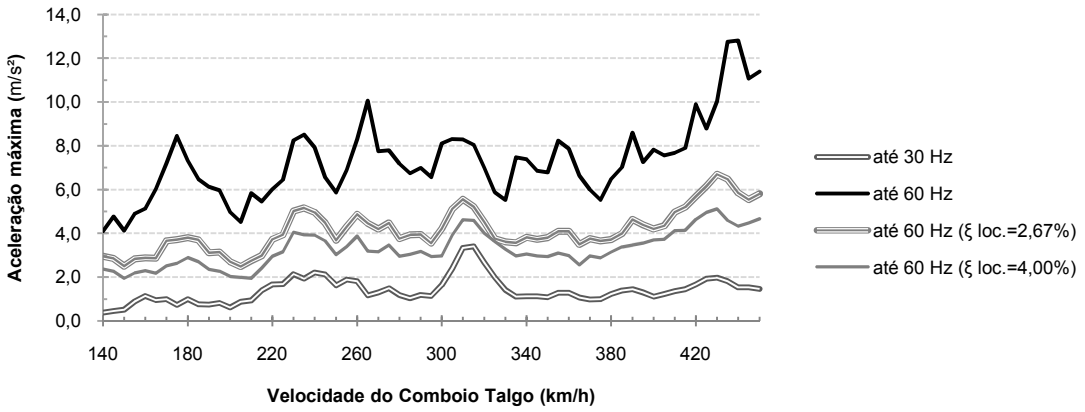


Fig. 5.26 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 21,0 m com amortecimentos ajustados (Talgo).

A atribuição de amortecimentos mais elevados aos modos de vibração relativos a fenómenos locais contribuiu de uma forma acentuada para a redução das acelerações atingidas na laje betonada *in situ* para os cálculos com modos de vibração até 60 Hz. Para além da redução da aceleração, a forma dos gráficos obtidos neste cálculo apresenta-se mais coerente com a dos gráficos relativos à utilização de modos até 30 Hz, notando-se uma evolução no sentido da convergência de resultados. No entanto, a redução das acelerações não foi suficiente para aproximar os valores obtidos com modos até 60 Hz dos resultantes da análise com modos até 30 Hz, verificando-se uma diferença de acelerações ainda significativa mesmo com um amortecimento já elevado, 4%.

Conclui-se, assim, que a consideração de modos acima dos 30 Hz tem uma grande relevância na resposta em termos acelerações e que estes valores dependem muito do valor do amortecimento considerado. Analisando o comboio Talgo no tramo de 21,0 m à velocidade de 315 km/h, valor em que se obtém a resposta máxima considerando os modos até 30 Hz, a consideração dos modos até 60 Hz agrava a resposta em cerca de 35%, 50% e 135% para amortecimentos respectivamente de 4%, 2,67% e 1%, verificando-se agravamentos muito superiores para as outras velocidades.

Dada a importância deste efeito torna-se necessário desenvolver investigações futuras, especialmente de natureza experimental, no sentido de identificar que amortecimento deve ser considerado para os modos locais.

5.6. CONCLUSÕES

Este capítulo teve como principal objectivo estudar o comportamento dinâmico dos dois tramos em análise quando sujeito à passagem de comboios de alta velocidade. Assim, concluiu-se que no tramo mais curto, de 16,5 m, as velocidades de ressonância se situam entre os 270 e 370 km/h e ainda acima dos 430 km/h. Já no caso do tramo de 21,0 m, as principais velocidades de ressonância ocorrem para velocidades acima dos 380 km/h para os comboios articulados.

Relativamente à limitação de acelerações verticais no tabuleiro, verificou-se que as velocidades de circulação no viaduto ficam limitadas a aproximadamente 300 km/h, principalmente devido ao comportamento do tramo mais curto.

A análise das forças de levantamento de apoio permitiu chegar a uma conclusão interessante: existe um risco elevado da ocorrência de levantamento de apoio no tramo de 21,0 m quando solicitado por comboios articulados a circular a velocidades superiores a 430 km/h, mostrando assim o quão importante é considerar este fenómeno no estudo de pontes para circulação de comboios de alta velocidade.

Finalmente, o estudo da influência da consideração de um número maior de modos de vibração nas análises dinâmicas mostrou que a existência de modos locais tem um grande peso nas acelerações sentidas ao nível da laje betonada *in situ*. Assim, torna-se necessário realizar estudos no sentido de determinar os amortecimentos a atribuir a modos de vibração locais.

6
COMPARAÇÃO DOS MODELOS GERADOS

6.1. INTRODUÇÃO

Realizada a análise do comportamento dinâmico do modelo A do Flyover, neste capítulo faz-se uma análise comparativa entre os modelos gerados em ANSYS de forma a tirar conclusões acerca da real necessidade de uma modelação mais complexa do viaduto em que se presta uma grande atenção ao detalhe nas ligações aos vãos adjacentes. Caso se verifique que se podem aplicar simplificações ao modelo, pretende-se também descobrir até que grau de simplificação se pode chegar sem que a validade das análises sejam prejudicadas.

Esta análise incidiu, numa primeira fase, na comparação entre as frequências modais obtidas nos diversos modelos. Numa segunda fase, fez-se uma análise comparativa da resposta dos tramos de 16,5 m e 21,0 m com registos de deslocamentos e acelerações a meio vão.

6.2. COMPARAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS MODAIS

Tendo sido considerada terminada a calibração do modelo A do Flyover de Alverca e aplicadas as propriedades calibradas nos restantes modelos B1, B2, C1, C2, D1 e D2, é possível iniciar uma comparação das frequências modais obtidas para cada modelo. Relembra-se que os modelos B1, C1 e D1 são modelos simplificados do tramo de 16,5 m e os modelos B2, C2 e D2 dizem respeito ao tramo de 21,0 m.

Assim, da análise modal seleccionaram-se alguns dos principais modos de vibração, obtendo-se para o tramo de 16,5 m os valores indicados no Quadro 6.1, com os respectivos desvios em relação ao modelo A, considerado como referência.

Do mesmo modo, apresentam-se no Quadro 6.2 os valores das frequências dos modos de vibração para o tramo de 21,0 m.

Quadro 6.1 – Frequências dos modos de vibração principais (tramo de 16,5 m).

Modo de Vibração	Modelo A	Modelo B1		Modelo C1		Modelo D1	
	f (Hz)	f (Hz)	Δ	f (Hz)	Δ	f (Hz)	Δ
1º Flexão Vertical	9,94	9,93	-0,2%	9,26	-6,9%	8,96	-9,9%
2º Flexão Vertical	24,53	24,48	-0,2%	23,60	-3,8%	23,29	-5,1%
3º Flexão Vertical	43,50	43,97	+1,1%	41,55	-4,5%	39,20	-9,9%
1º Torção	11,18	10,41	-6,9%	7,08	-36,6%	7,18	-35,8%
2º Torção	23,01	22,51	-2,1%	20,15	-12,4%	20,36	-11,5%
3º Torção	29,94	29,95	+0,0%	29,76	-0,6%	29,41	-1,8%
1 º Flexão Lateral	23,85	23,77	-0,4%	23,43	-1,8%	22,80	-4,4%

Quadro 6.2 – Frequências dos modos de vibração principais (tramo de 21,0 m).

Modo de Vibração	Modelo A	Modelo B2		Modelo C2		Modelo D2	
	f (Hz)	f (Hz)	Δ	f (Hz)	Δ	f (Hz)	Δ
1º Flexão Vertical	6,68	6,83	+2,2%	6,10	-8,7%	5,86	-12,3%
2º Flexão Vertical	19,32	19,50	+0,9%	18,15	-6,1%	17,80	-7,8%
3º Flexão Vertical	36,24	36,41	+0,5%	35,08	-3,2%	33,46	-7,7%
1º Torção	8,52	9,87	+15,9%	6,13	-28,0%	6,22	-27,0%
2º Torção	20,20	20,30	+0,5%	16,77	-17,0%	17,06	-15,5%
3º Torção	27,39	27,35	-0,1%	26,72	-2,4%	26,59	-2,9%
1 º Flexão Lateral	18,90	18,88	-0,1%	18,66	-1,3%	18,10	-4,2%

Para melhor compreensão dos Quadro 6.1 e Quadro 6.2, apresentam-se gráficos de radar com a representação dos desvios (em percentagem) em relação ao modelo A nas Fig. 6.1 e Fig. 6.2, respectivamente.

Em relação aos modos de vibração verticais, tanto os modelos B1 como B2 apresentam muito ligeiras variações das frequências de vibração quando comparadas com as obtidas pelo modelo A, justificando-se estas variações com as configurações modais que os tramos adjacentes tomam no modelo A. Pelo contrário, nos modelos C1, C2, D1 e D2 existe uma redução algo significativa destas frequências (entre 3% e 12%) sendo justificada pela eliminação da ligação de continuidade da via-férrea nas extremidades. Na comparação directa entre estes últimos modelos, no caso dos modelos C1 e D1 a eliminação da modelação da via-férrea provocou um decréscimo das frequências dos 1º, 2º e 3º modos de flexão verticais de 3%, 1% e 6%, respectivamente. Já quando se comparam os modelos C2 e D2, esse decréscimo é de 4%, 2% e 5% para os mesmos modos de vibração. Estas diferenças mostram que a modelação da via-férrea apenas no tramo estudado também tem algum significado na quantificação da rigidez global.

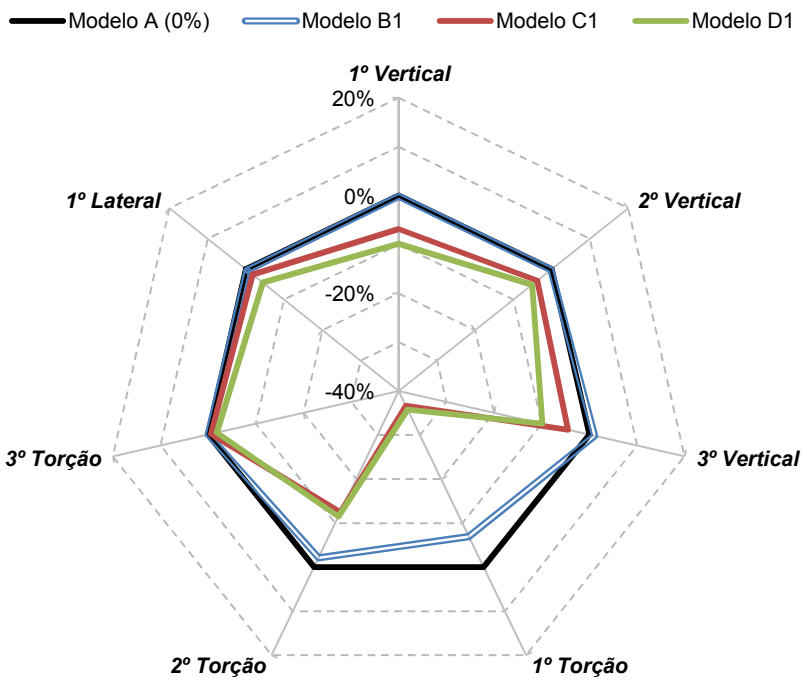


Fig. 6.1 – Desvios percentuais das frequências dos modelos B1, C1 e D1 em relação ao modelo A.

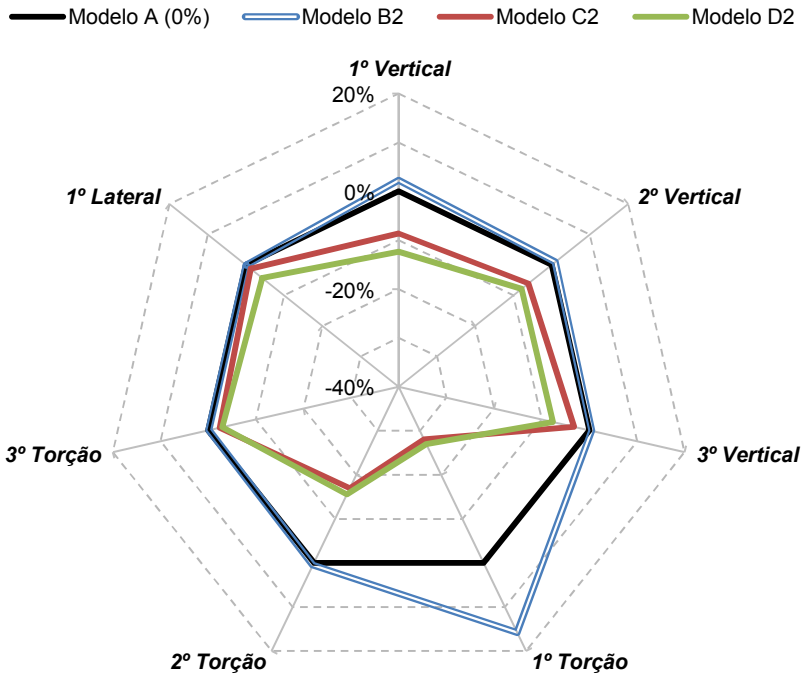
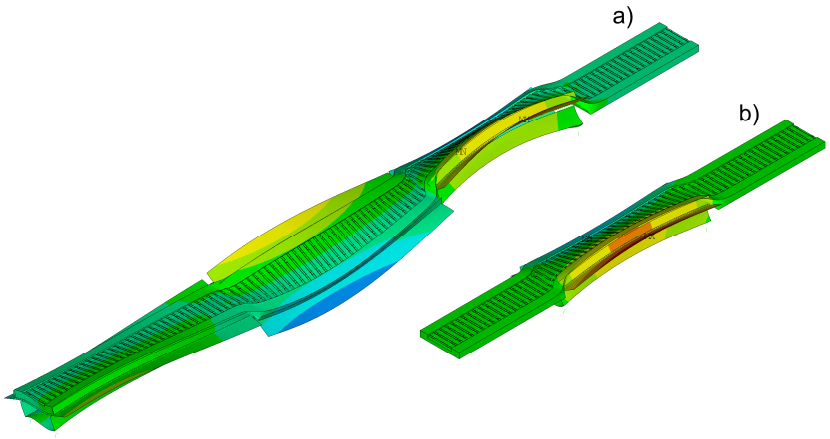


Fig. 6.2 – Desvios percentuais das frequências dos modelos B2, C2 e D2 em relação ao modelo A.

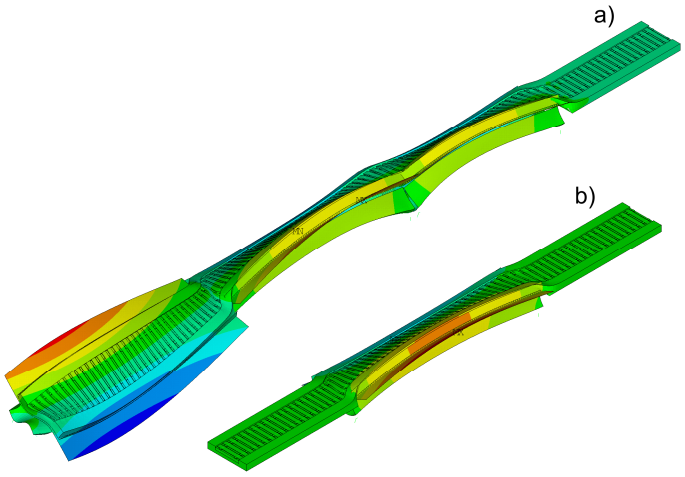
Analisando os modos de torção dos modelos B1 e B2, verifica-se uma quase coincidência com o modelo A nos 2º e 3º modos, perdendo-se esta proximidade no 1º modo. No caso do modelo B1, a diminuição em cerca de 7% da frequência de vibração deste modo de torção surge pelo facto de na configuração modal do modelo A o tramo adjacente de 21,0 m apresentar alguma torção no sentido contrário ao verificado no tramo de 16,5 m, o que eleva a rigidez do modelo A em relação à do modelo B1 (Fig. 6.3).



a) Modelo A b) Modelo B1

Fig. 6.3 – Comparação das configurações modais do primeiro modo de torção (modelos A e B1).

Já no modelo B2 assiste-se a um aumento significativo da frequência do 1º modo de torção (cerca de 16%), mais uma vez justificado pela diferente configuração dos modos dos tramos adjacentes. No caso do modelo A, uma das extremidades é acompanhada por torção do tramo de 16,5 m, desenvolvendo a extremidade oposta um movimento contrário ao do tramo de 21,0 m adjacente, traduzindo-se esta configuração num modo menos rígido que o do modelo B2 em que a continuação da via-férrea se encontra assente numa superfície rígida (Fig. 6.4).



a) Modelo A b) Modelo B2

Fig. 6.4 – Comparação das configurações modais do primeiro modo de torção (modelos A e B2).

Estas variações sugerem que a ligação de continuidade para os tramos adjacentes assume uma importância considerável na definição do 1º modo de torção, o que justifica também o facto de nos modelos C1, C2, D1 e D2 ocorrer uma variação ainda mais significativa no sentido da diminuição das frequências, cerca de 36% no caso dos modelos do tramo de 16,5 m e 28% no caso do tramo de 21,0 m. Para estes modelos, ocorre também no 2º modo de torção um afastamento considerável, embora com menor intensidade, atingindo diminuições das frequências na ordem dos 12% no tramo de 16,5 m e cerca de 16% no de 21,0 m.

De referir que seria de esperar que uma diminuição das frequências de torção na mudança dos modelos C para os modelos D, já que são eliminadas estruturas (balastro e carris) que contribuem para a rigidez torsional dos modelos. Mas do mesmo modo que diminui a rigidez dos modelos, também a excentricidade da massa da via-férrea diminui, já que é transferida para o nível da laje betonada *in situ*, aumentando a frequência de vibração. Estes dois efeitos compensam-se, daí haver uma grande proximidade entre os valores das frequências de torção destes dois modelos mais simples.

No que respeita aos modos de flexão lateral, a proximidade entre os valores obtidos indica que o principal factor para a definição desta frequência é a rigidez da estrutura de betão armado, não tendo influência muito significativa a consideração da continuidade para os tramos adjacentes. Contudo, verifica-se que a eliminação da via-férrea nos modelos D1 e D2 provoca um pequeno abaixamento das frequências deste modo de vibração (cerca de 4%).

Desta análise, conclui-se que a consideração da ligação de continuidade para os tramos adjacentes tem uma influência significativa tanto nas frequências de vibração dos modos verticais como nas dos torsionais. Assim, é possível inferir que modelações com considerações semelhantes às realizadas para a construção dos modelos C e D, não serão as mais adequadas caso se pretenda uma boa aproximação do comportamento dinâmico de uma ponte balastrada com tramos simplesmente apoiados. Relativamente à representação dos tramos contíguos como via-férrea apoiada em superfície rígida (modelos B), apesar de na frequência do 1º modo de torção existir uma variação considerável, não se consegue perceber apenas por comparação de frequências se tal variação é relevante na análise dos efeitos dinâmicos provocados pela passagem de comboios.

6.3. COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO À PASSAGEM DE COMBOIOS REAIS

Para compreender a influência do detalhe da modelação na resposta dinâmica da estrutura, fez-se uma análise comparativa de deslocamentos e acelerações, para os sete modelos do viaduto, à passagem de dois comboios reais. Nesta análise apenas se consideram modos de vibração até 30 Hz, dado ser esta a recomendação da norma EN1990-AnnexA2 (2002) para a avaliação das acelerações.

O ponto escolhido para fazer estas comparações foi o mesmo do capítulo da análise do comportamento dinâmico do Flyover (capítulo 5), isto é, um ponto a meio vão ao nível da laje betonada *in situ* por se tratar do local onde se atingem maiores acelerações e deslocamentos.

Relativamente aos comboios, optou-se por simular a passagem do Talgo e do TGV, para velocidades que variaram desde os 140 aos 450 km/h, com incrementos de 5 km/h. Os registos das acelerações máximas atingidas para cada velocidade de circulação encontram-se na Fig. 6.5 para o caso do comboio TGV e do tramo de 16,5 m.

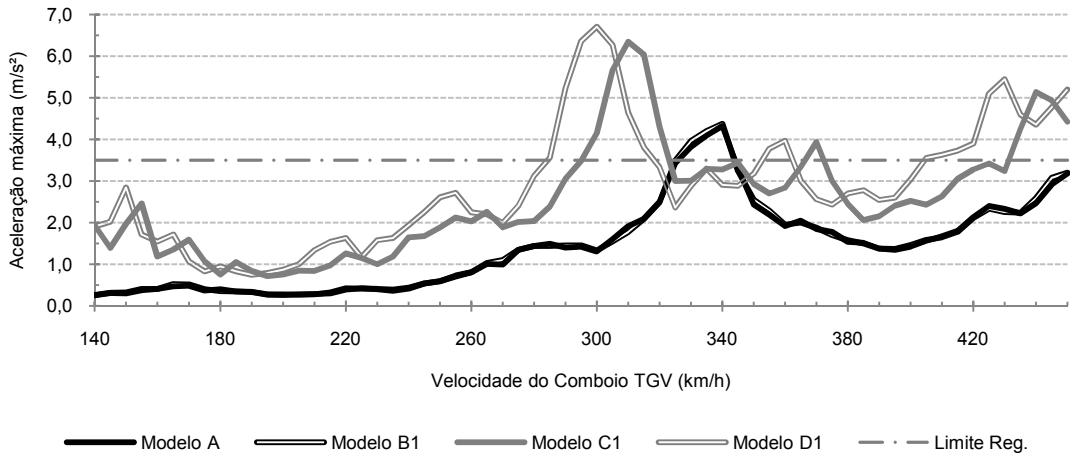


Fig. 6.5 – Acelerações máximas nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio TGV.

Os resultados do comboio Talgo para o tramo de 21,0 m estão representados na Fig. 6.6.

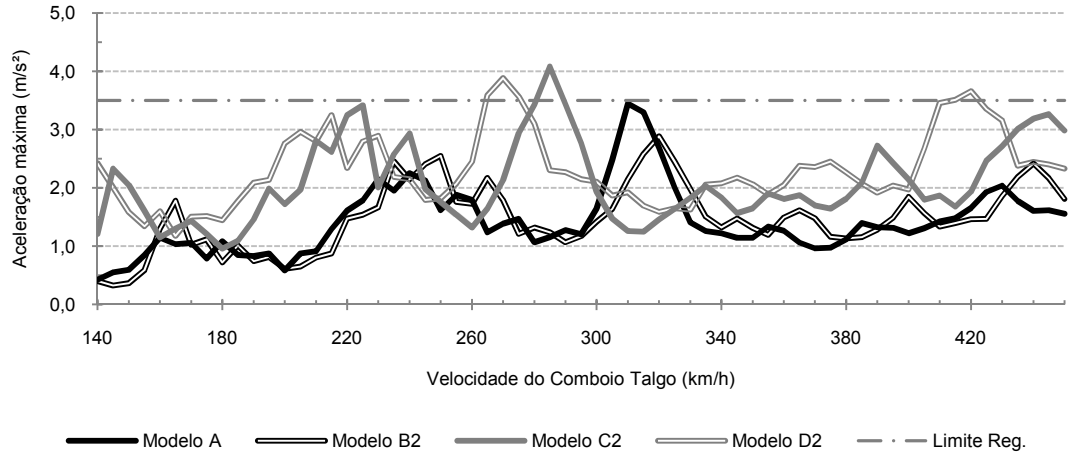


Fig. 6.6 – Acelerações máximas nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio Talgo.

Os resultados para os comboios Talgo no tramo de 16,5 m e TGV no tramo de 21,0 m encontram-se no Anexo A3.1.

Fazendo uma comparação entre os dois modelos que possuem ligação de continuidade nas extremidades dos vãos, os modelos A e B1 apresentam uma quase perfeita coincidência no que diz respeito à envolvente de acelerações máximas, podendo-se concluir que será um modelo simplificado que representa bem o comportamento dinâmico do vão mais curto. Contudo, em relação ao modelo B2, tal coincidência não se verifica. Embora a forma da envolvente se aproxime da do modelo mais complexo, este modelo B2 subestima as acelerações em certas gamas de velocidades, podendo esta redução ultrapassar os 0,5 m/s^2 no caso do comboio Talgo a velocidades entre os 300 e 320 km/h. Noutros casos são sobrestimadas as acelerações, como se verifica para o mesmo comboio às velocidades de cerca de 165 ou 250 km/h. Estas observações permitem concluir que a aplicação de condições de fronteira como as adoptadas para os modelos B1 e B2 podem conduzir por vezes a resultados pelo lado da insegurança, sugerindo que este não será um modelo em que se pode depositar

confiança total. É então aconselhável aplicar algumas restrições adicionais às exigidas regulamentarmente pela norma EN1990-Annex2 (2002).

Comparando os modelos A e B com os modelos C e D no que respeita às acelerações, estes últimos são claramente modelos que traduzem o comportamento do viaduto pelo lado da segurança, seja pelo facto de as acelerações atingidas serem significativamente superiores às atingidas no modelo A, seja por ocorrerem a velocidades de circulação inferiores. Tal deve-se ao facto de as velocidades de ressonância baixarem com a diminuição das frequências de vibração (de acordo com a equação (1.2)), situação esta que se verificou na análise das frequências modais realizada no ponto anterior.

No que diz respeito aos deslocamentos máximos verificados no meio vão da laje, os resultados das análises dinâmicas para o comboio TGV nos modelos do tramo de 16,5 m apresentam-se na Fig. 6.7.

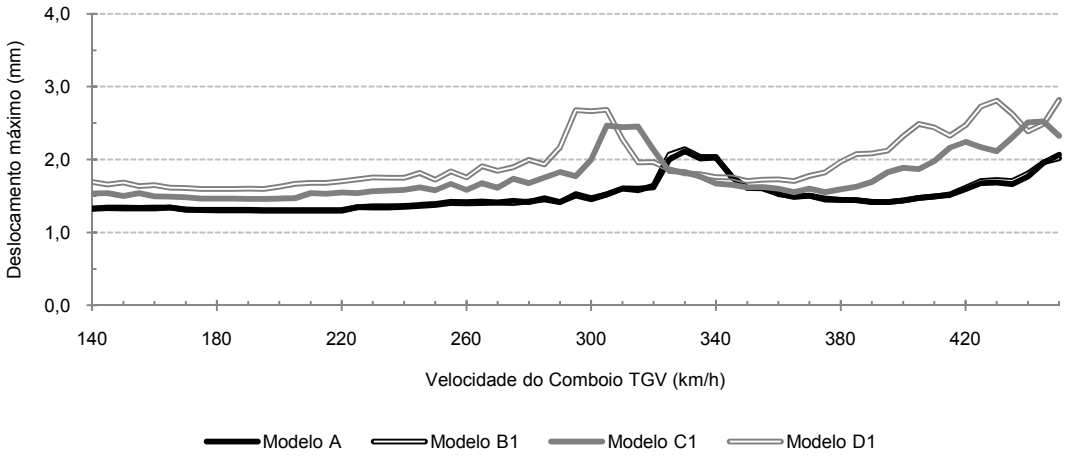


Fig. 6.7 – Deslocamentos máximos nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio TGV.

Os resultados para o tramo de 21,0 m do comboio Talgo estão representados na Fig. 6.8.

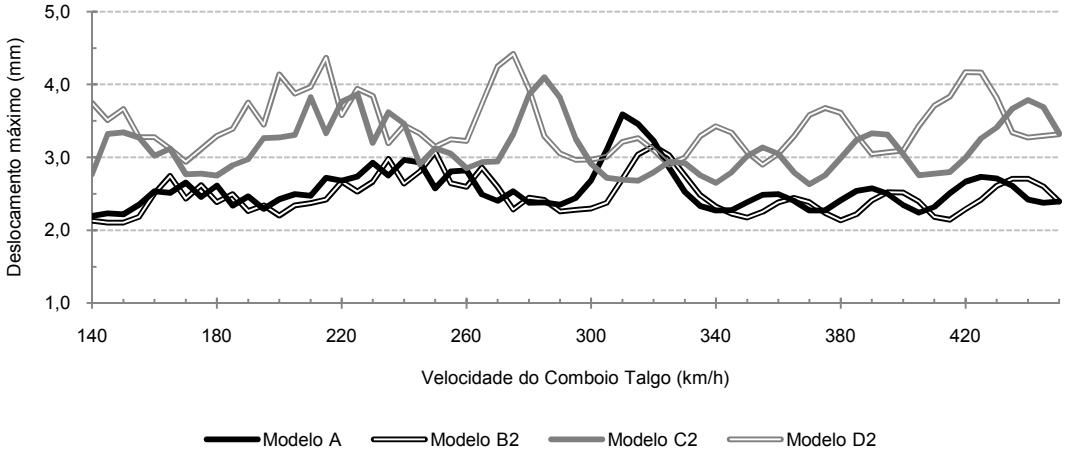


Fig. 6.8 – Deslocamentos máximos nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio Talgo.

No Anexo A3.2 encontram-se estes resultados para os comboios Talgo no tramo de 16,5 m e TGV no tramo de 21,0 m.

As conclusões a retirar destes dois últimos gráficos são em tudo semelhantes às indicadas na análise das acelerações máximas. Por um lado, verifica-se que o modelo B1 apresenta resultados similares aos do modelo A, sendo que o modelo B2 tendencialmente subestima os deslocamentos, embora mantendo uma proximidade quando comparado com o modelo A. Por outro lado, constata-se que os modelos C e D conduzem a resultados excessivamente pelo lado da segurança.

6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS DA COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS

Esta análise comparativa entre os modelos numéricos gerados em ANSYS, para os dois primeiros tramos do Flyover de Alverca, permite concluir que existe uma grande influência da ligação de continuidade criada pela via-férrea para os tramos adjacentes. Como se verificou nos resultados obtidos pelos modelos C e D, estes forneceram resultados afastados mas, no entanto, pelo lado da segurança. Esta constatação permite concluir que, embora proporcionando a um projectista alguma confiança durante o dimensionamento de uma ponte ferroviária de alta velocidade, uma análise dinâmica com modelos que não considerem a contribuição da ligação da via-férrea aos tramos adjacentes conduzirá a uma não optimização da estrutura.

Uma outra conclusão que se pode retirar é a de que o primeiro modo de vibração vertical tem uma influência muito importante na resposta dinâmica da estrutura. Tal pode ser verificado no modelo B1 que apresentando uma proximidade muito grande na frequência desse modo, mostra também uma resposta dinâmica similar à do modelo A. No caso do modelo B2, este possui uma frequência desse modo ligeiramente diferente da do modelo A, resultando numa resposta dinâmica também com diferenças que por vezes são significativas.

7
VERIFICAÇÃO REGULAMENTAR

7.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são feitas algumas verificações regulamentares definidas nas normas EN1990-AnnexA2 (2002) e EN1991-2 (2003). Estas normas impõem três verificações indispensáveis:

i. Segurança estrutural;
ii. Segurança da via;
iii. Conforto dos passageiros.

Na primeira verificação faz-se uma comparação entre os resultados obtidos para deslocamentos de dimensionamento para duas situações exigidas regulamentarmente e outra que apesar de não ser necessária produz resultados interessantes.

A segunda verificação trata das acelerações sentidas na laje que suporta o balastro no sentido de não ocorrer instabilidade deste à passagem dos comboios. Verifica-se também a flecha máxima permitida regulamentarmente e ainda o fenómeno de levantamento dos apoios.

Finalmente, o conforto dos passageiros é avaliado através da metodologia simplificada sugerida pela EN1990-AnnexA2 (2002) quando não se aplicam modelos numéricos de interacção ponte-comboio.

7.2. SEGURANÇA ESTRUTURAL

O dimensionamento estrutural de uma ponte ferroviária tem que ter em conta os efeitos dinâmicos provocados pela passagem de comboios, estando o processo de cálculo dos limites regulamentares descrito no subcapítulo 2.4.1. Na análise realizada considera-se que a manutenção da via é normal.

A análise relativa aos comboios reais contém uma parcela ($1+\varphi'_{dyn}$) que corresponde ao resultado das análises realizadas no capítulo 5, situação em que se considera a circulação dos comboios numa via perfeita. Para o cálculo da parcela relativa às irregularidades da via (φ'') recorre-se à equação (2.21), tendo que ser definidas três variáveis:

i. α – para velocidades acima dos 22 m/s (79,2 km/h) toma o valor de 1;
ii. L_Φ – corresponde em estruturas simplesmente apoiadas ao próprio vão;
iii. n_0 – é o valor da frequência do primeiro modo de flexão vertical, tomando o valor de 9,94 Hz no caso do vão mais curto e 6,68 Hz para o vão mais longo.

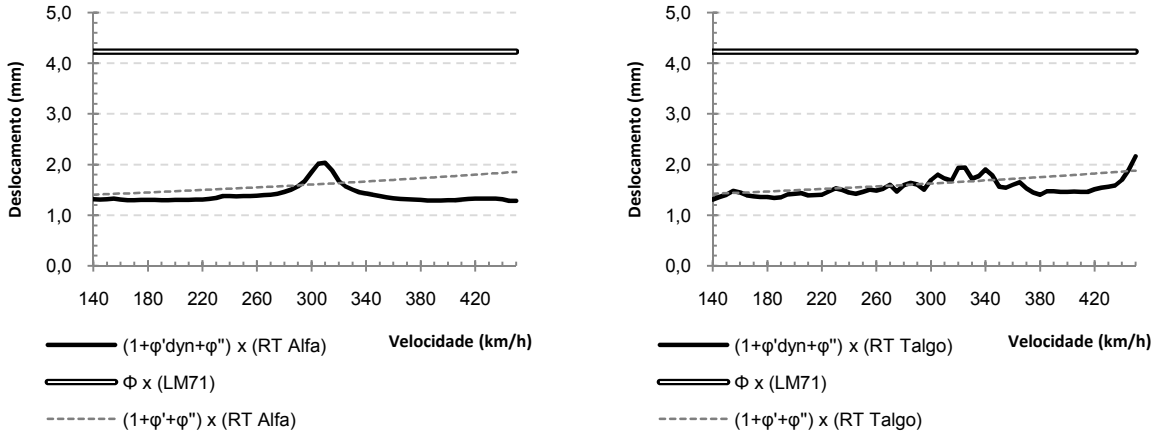
O valor de φ'' corresponde então a 0,303 para o tramo de 16,5 m e 0,132 para o caso do tramo de 21,0 m. Encontra-se assim definida a parcela regulamentar referente à actuação dos comboios reais.

A outra verificação refere-se à acção do modelo de cargas estático LM71, que tem que ser majorado pelo factor de amplificação Φ que no caso de uma via com manutenção normal assume o valor de Φ_3 da expressão (2.16). Este factor vale 1,289 e 1,223 para os tramos de 16,5 m e 21,0 m respectivamente.

O carregamento estático do LM71 originou para o tramo mais curto um deslocamento de 3,28 mm que quando majorado por Φ assume um valor de 4,23 mm. No caso do tramo mais longo o carregamento provocou um deslocamento de 6,68 mm, correspondendo a um valor majorado de 8,17 mm.

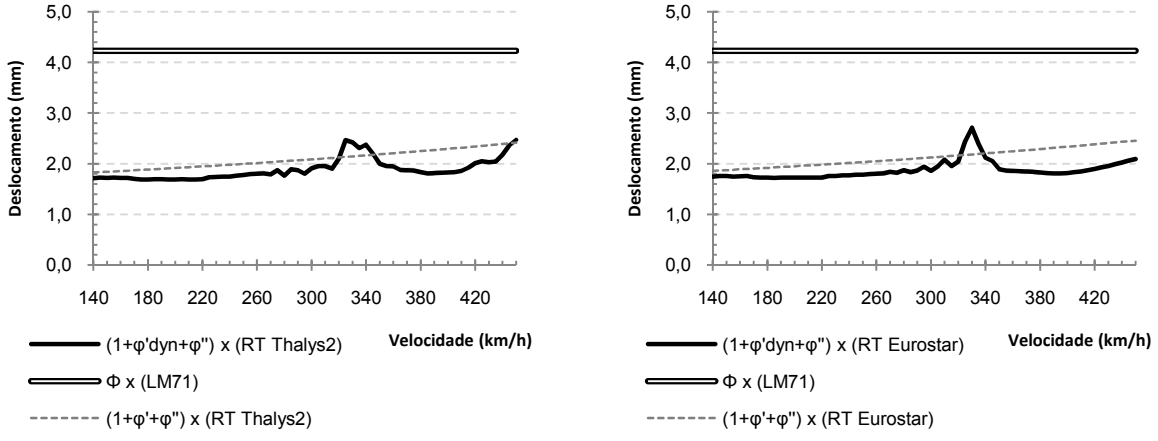
Como forma de comparação, fez-se também o cálculo relativo à amplificação dinâmica nos casos em que não é necessária análise dinâmica, equação (2.18).

Os resultados destas análises para o tramo de 16,5 m, em deslocamentos a meio vão da laje betonada *in situ*, encontram-se nas Fig. 7.1 à Fig. 7.4.



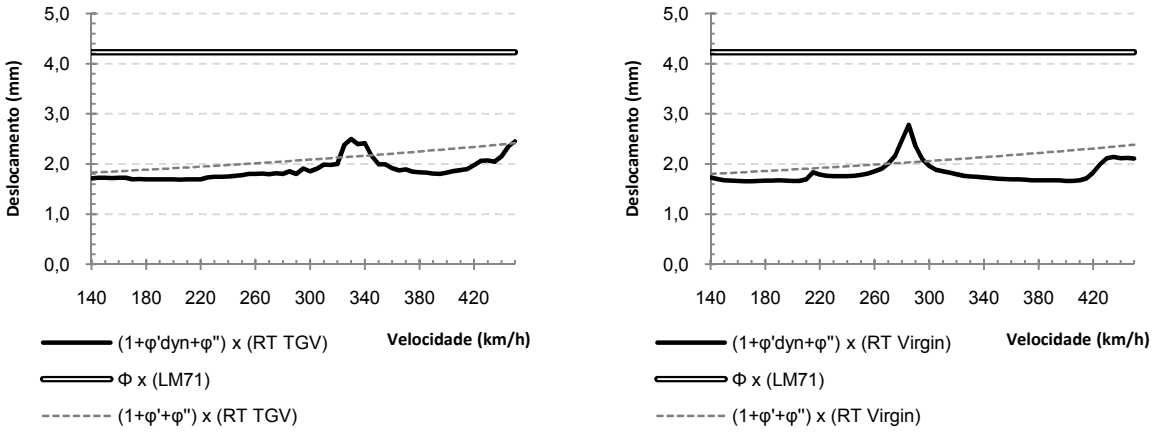
a) Alfa Pendular b) Talgo

Fig. 7.1 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios Alfa Pendular e Talgo (16,5 m).



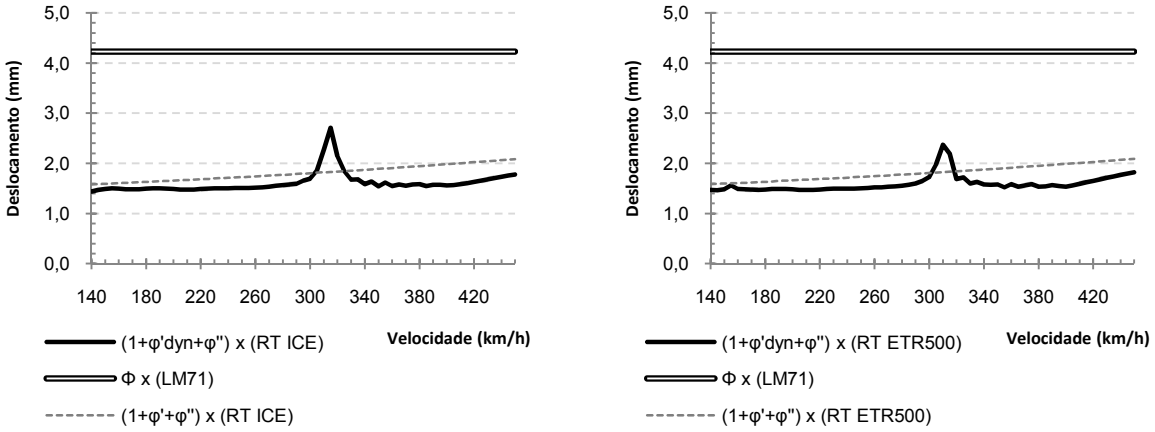
a) Thalys2 b) Eurostar

Fig. 7.2 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios Thalys2 e Eurostar (16,5 m).



a) TGV b) Virgin

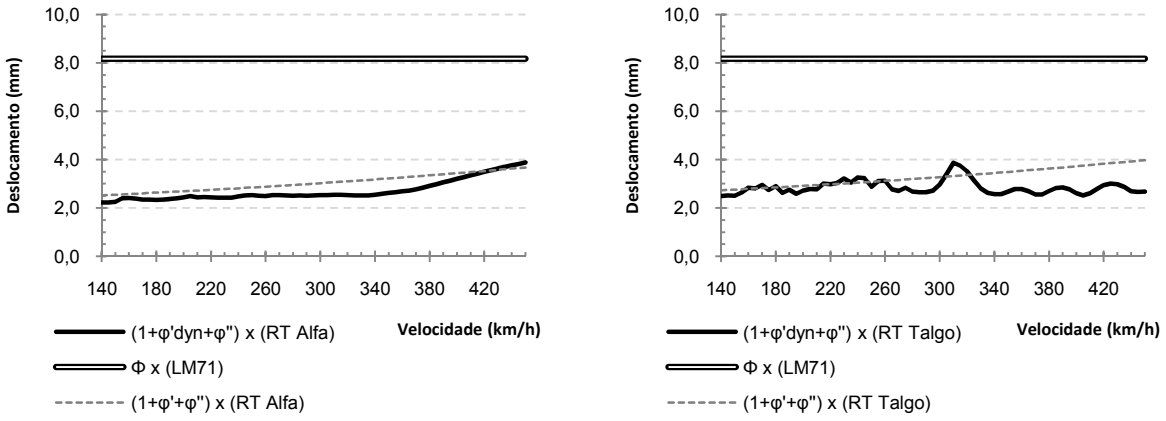
Fig. 7.3 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios TGV e Virgin (16,5 m).



a) ICE b) ETR500

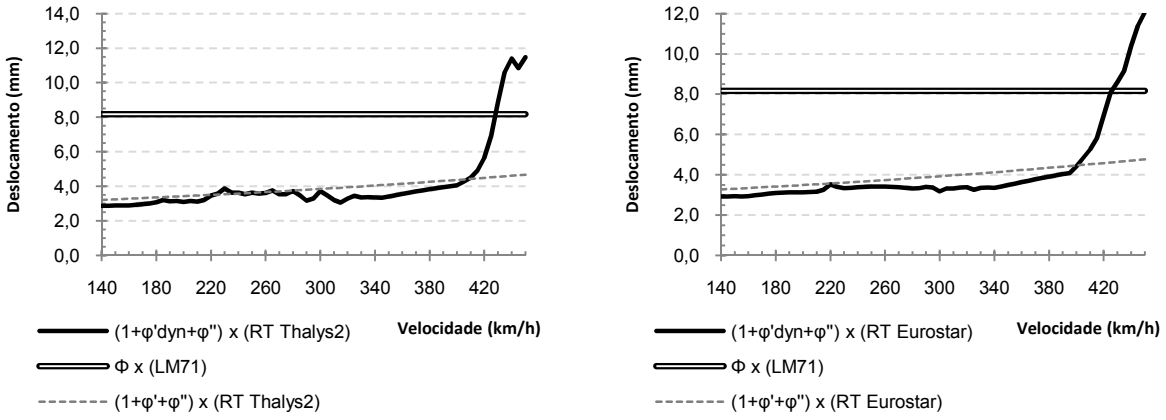
Fig. 7.4 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios ICE e ETR500 (16,5 m).

Relativamente ao tramo de 21,0 m, o mesmo tipo de resultados encontra-se nas Fig. 7.5 à Fig. 7.8.



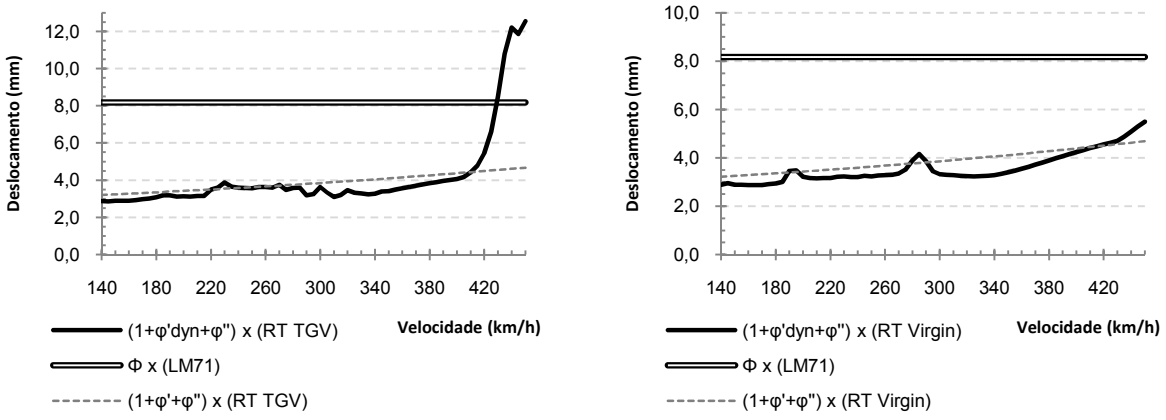
a) Alfa Pendular b) Talgo

Fig. 7.5 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios Alfa Pendular e Talgo (21,0 m).



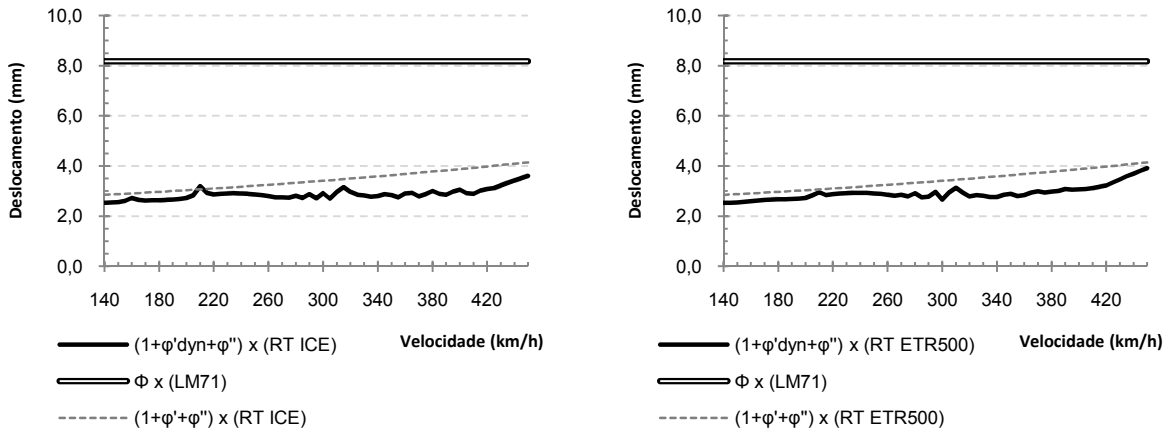
a) Thalys2 b) Eurostar

Fig. 7.6 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios Thalys2 e Eurostar (21,0 m).



a) TGV b) Virgin

Fig. 7.7 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios TGV e Virgin (21,0 m).



a) ICE b) ETR500

Fig. 7.8 – Comparação dos valores de dimensionamento para os comboios ICE e ETR500 (21,0 m).

Da análise dos gráficos conclui-se que o carregamento condicionante é, em geral, o carregamento relativo ao LM71, atingindo valores significativamente superiores aos dos comboios reais. Apenas no caso dos comboios articulados (Thalys2, Eurostar e TGV) se verificam valores maiores, mas apenas para velocidades elevadas, acima dos 425 km/h.

Pode-se ainda verificar a incapacidade da análise estática majorada pelo factor de amplificação dinâmico ($1+\varphi'+\varphi''$) em prever os fenómenos de ressonância da estrutura, ficando aquém dos valores atingidos pelas restantes envolventes.

7.3. SEGURANÇA DA VIA

A segurança da via exige algumas verificações de acordo com a norma EN1990-AnnexA2 (2002), sendo expostas nesta dissertação três dessas verificações:

i. Aceleração vertical máxima do tabuleiro;
ii. Deformação vertical máxima do tabuleiro;
iii. Levantamento dos apoios.

Duas dessas verificações encontram-se já tratadas neste trabalho, tendo sido verificadas as acelerações nos subcapítulos 5.3.1 e 5.4.1 e a situação de levantamento dos apoios em 5.3.4 e 5.4.4.

Relativamente à deformação vertical do tabuleiro, a norma preconiza que a flecha (δ) provocada pelo carregamento LM71 não exceda 1/600 do vão (L). No Quadro 7.1 apresentam-se os resultados obtidos para esta verificação.

Quadro 7.1 – Verificação da deformação vertical máxima do tabuleiro.

L [m]	*L*/600 [mm]	Flecha LM71 [mm]
16,5	27,5	3,3
21,0	35,0	6,7

Da análise do Quadro 7.1, verifica-se que o limite regulamentar não coloca problemas à estrutura analisada.

7.4. CONFORTO DOS PASSAGEIROS

A verificação do conforto dos passageiros foi já introduzida no subcapítulo 2.4.3. Idealmente, esta verificação é realizada através da análise dinâmica com um modelo numérico que considere a interacção ponte-comboio, permitindo a avaliação das acelerações (b'_v) sentidas pelos passageiros. Contudo, modelos numéricos dessa natureza, para além de serem custosos de criar, são computacionalmente exigentes, não tendo sido aplicados no âmbito deste trabalho. Assim, optou-se por aplicar a verificação simplificada da norma EN1990-AnnexA2 (2002), igualmente descrita em 2.4.3., que permite avaliar o conforto dos passageiros com base na deformação vertical (δ) provocada pelo carregamento LM71 majorado pelo factor Φ. No Quadro 7.2 apresenta-se o cálculo da relação L/δ para os dois tramos.

Quadro 7.2 – Cálculo do valor L/δ.

L [m]	L_Φ [m]	$\delta_{(LM71)}$ [mm]	Φ	$\delta_{(\Phi \times LM71)}$ [mm]	$L/\delta_{(\Phi \times LM71)}$
16,5	16,5	3,3	1,289	4,2	3901
21,0	21,0	6,7	1,223	8,2	2570

O Quadro 7.3 apresenta os limites regulamentares para a relação L/δ do tramo de 16,5 m, estando os limites para o tramo de 21,0 m apresentados no Quadro 7.4.

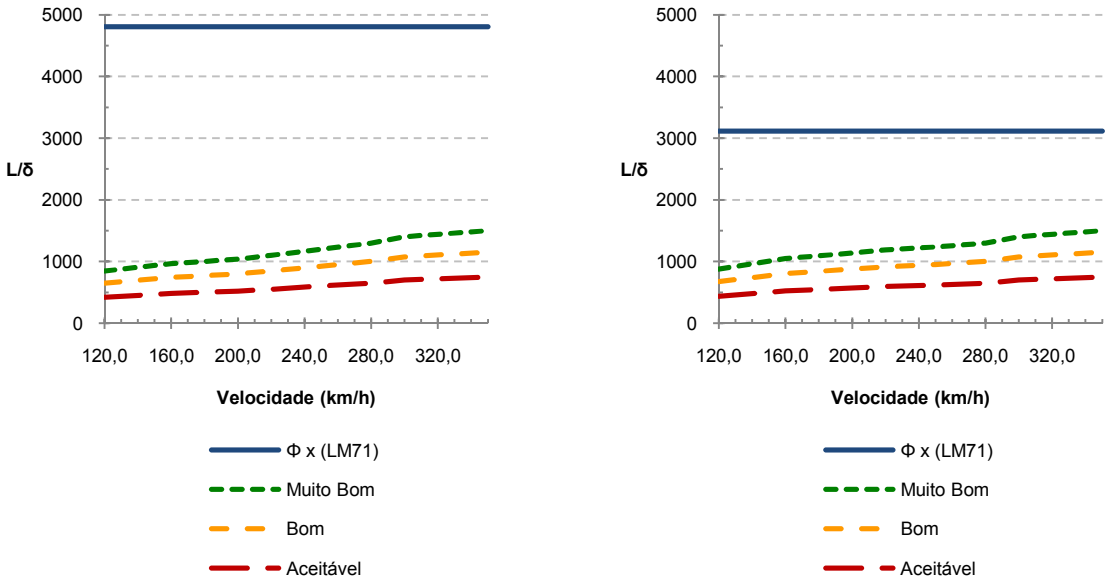
Quadro 7.3 – Limites da relação L/δ por nível de conforto para o tramo de 16,5 m.

Velocidade [km/h]	Nível de Conforto		
	Muito Bom $b'_v = 1,0\ m/s^2$	Bom $b'_v = 1,3\ m/s^2$	Aceitável $b'_v = 2,0\ m/s^2$
< 120	595	458	298
120	846	651	423
160	967	744	484
200	1036	797	518
220	1100	846	550
250	1200	923	600
280	1300	1000	650
300	1400	1077	700
350	1500	1154	750

Quadro 7.4 – Limites da relação *L/δ* por nível de conforto para o tramo de 21,0 m.

Velocidade [km/h]	Nível de Conforto		
	Muito Bom $b'_v = 1,0\ m/s^2$	Bom $b'_v = 1,3\ m/s^2$	Aceitável $b'_v = 2,0\ m/s^2$
< 120	595	458	298
120	877	675	439
160	1047	805	524
200	1139	876	570
220	1190	915	595
250	1233	948	617
280	1300	1000	650
300	1400	1077	700
350	1500	1154	750

Estes resultados apresentam-se na Fig. 7.9 para melhor compreensão.



a) Tramo de 16,5 m

b) Tramo de 21,0 m

Fig. 7.9 – Representação gráfica dos limites regulamentares de conforto dos passageiros.

Pela observação da Fig. 7.9 verifica-se que o conforto dos passageiros segundo esta análise simplificada é Muito Bom para velocidades pelo menos até 350 km/h.

8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1. CONCLUSÕES

A presente dissertação consistiu na análise do comportamento dinâmico de um viaduto ferroviário com tabuleiro pré-fabricado de betão pré-esforçado, o Flyover de Alverca, quando sujeito à acção de comboios de alta velocidade a diversas velocidades de circulação.

O estudo dinâmico do viaduto exigiu uma série de etapas prévias que foi necessário completar para que os resultados da análise cumprissem requisitos de fiabilidade.

Uma das etapas mais importantes e exigentes da dissertação foi a fase de modelação numérica do viaduto com recurso à linguagem APDL (*ANSYS Parametric Design Language*). Apesar do recurso a esta linguagem acelerar e facilitar em muito a fase de geração dos modelos, tornando quase dispensável a interface gráfica do programa, o tempo necessário para a aprendizagem das capacidades do programa é algo elevado. Por outro lado, a geração de uma malha de elementos finitos adequada também exige uma capacidade do utilizador em antecipar as dificuldades que possam surgir. A geração de vários modelos simplificados do viaduto não foi tão exigente quanto a modelação do viaduto no modelo mais complexo, modelo A, dado que a linguagem APDL possibilitou que bastasse truncar e ajustar certas partes do código do modelo A para obter os modelos mais simples. De qualquer modo, o programa comercial ANSYS respondeu correctamente às necessidades exigidas, proporcionando uma grande liberdade na modelação.

A fase de calibração dos modelos revelou-se uma etapa mais elaborada do que inicialmente se esperaria. A principal razão que contribuiu para a complexidade do ajuste do modelo numérico à realidade foi o grande distanciamento verificado entre as frequências de vibração obtidas numericamente e as obtidas pelo ensaio de vibração ambiental. Este grande afastamento obrigou que se usasse um total de cinco variáveis para realizar a calibração: módulos de elasticidade dos betões e do balastro, massa volúmica do balastro e rigidez dos aparelhos de apoio. Para além do número elevado de parâmetros, o facto de os valores calibrados para esses parâmetros ficarem muito distantes dos inicialmente arbitrados, especialmente nos módulos de elasticidade do betão, conduziu a alguma surpresa inicial. Contudo, parece ser usual a aplicação de betões de classes superiores às especificadas em projecto, o que dá mais garantias no que toca à aceitação dos valores dos parâmetros calibrados.

No que diz respeito à análise dinâmica do Flyover de Alverca, a primeira análise respeitante à definição do incremento de tempo revelou a importância que este parâmetro tem no rigor dos resultados, especialmente das acelerações. Assim, recomenda-se que em futuros trabalhos se realizem análises deste tipo com vista a determinar um incremento de tempo adequado, tanto em termos de

exigência computacional como de rigor de resultados, antes de se iniciarem cálculos mais extensos para não comprometer a fiabilidade dos resultados.

Da análise dinâmica em termos de acelerações, verificaram-se alguns fenómenos de ressonância que tendem a provocar acelerações mais elevadas a velocidades intermédias de análise, ultrapassando o limite definido de 3,5 m/s^2. Assim, as velocidades máximas de circulação no Flyover relativas à limitação de acelerações no tabuleiro são as indicadas no Quadro 8.1.

Quadro 8.1 – Velocidades máximas de circulação no Flyover.

Comboio	Velocidade Máxima por Vão [km/h]		Velocidade Máxima no Flyover [km/h]
	vão de 16,5 m	vão de 21,0 m	
Alfa Pendular	305	450*	305
Talgo	335	310**	310
Thalys2	320	405	320
Eurostar	320	385	320
TGV	325	400	325
Virgin	280	415	280
ICE	310	450*	310
ETR500	305	450*	305

* velocidade limitada pela gama de velocidades analisadas

** velocidade determinada pela análise a 312,5 km/h

Estas velocidades encontram-se limitadas pelo vão mais pequeno do Flyover de Alverca, dado que é o vão que atinge acelerações mais elevadas, exceptuando-se o caso do comboio Talgo que no tramo de 21,0 m atinge o limite regulamentar a uma velocidade inferior. Assim, o Flyover no seu estado actual encontra-se limitado a velocidades de circulação de aproximadamente 300 km/h.

Das restantes análises, verifica-se que os comboios Eurostar, TGV e Thalys2 (comboios articulados) a partir de velocidades de circulação superiores a 390 km/h amplificam de uma forma muito vincada todos os parâmetros analisados, significando que para essas velocidades surgem fenómenos de ressonância que podem colocar em causa a estrutura ferroviária. Para estas velocidades excessivas, verificou-se também um risco elevado de ocorrer levantamento de apoio para os comboios referidos, situação que coloca em causa a estabilidade global dos tramos simplesmente apoiados.

Relativamente à análise comparativa da utilização de modos de vibração até 30 Hz ou até 60 Hz, conclui-se que a utilização de modos de vibração locais no cálculo dinâmico tem uma influência muito significativa nos resultados relativos às acelerações sentidas na laje de apoio da via balastrada, devendo ser tomadas medidas no sentido de atribuir coeficientes de amortecimento adequados para os modos locais. Desta análise, quando se realizou uma decomposição da contribuição de cada modo de vibração no sentido de identificar os modos de vibração locais, verificou-se também que a resposta para modos até 30 Hz é comandada principalmente pelo primeiro modo de vibração vertical de cada tramo, característica comum em estruturas simplesmente apoiadas.

A comparação dos resultados dinâmicos obtidos para os diversos modelos gerados para os dois tramos permitiu retirar conclusões importantes quanto aos efeitos que as simplificações aplicadas têm no

comportamento dinâmico da estrutura. Numa primeira fase, verificou-se que a consideração dos tramos adjacentes como apoiados numa superfície rígida (modelos B) provocou alterações importantes nas frequências de vibração do primeiro modo de torção, não existindo variações significativas nos restantes modos. No caso dos modelos C e D, em que se eliminou a ligação aos tramos adjacentes, registou-se uma redução significativa das frequências dos modos de vibração.

Associadas a estas alterações nas frequências de vibração, surgem também resultados diferentes relativos à resposta dinâmica de cada modelo para a circulação do mesmo comboio sobre o viaduto.

Assim, da análise comparativa entre o modelo A e os modelos B concluiu-se que existe uma grande proximidade entre os resultados, dependendo principalmente de quão próximas se encontram as frequências do primeiro modo de vibração. No caso do vão mais curto, a resposta dinâmica do modelo B1 foi quase coincidente com a do modelo A. No entanto, no caso do vão mais longo (modelo B2), para certas gamas de velocidades são subestimadas acelerações, enquanto noutras velocidades as acelerações atingidas são superiores às estimadas pelo modelo mais complexo. Estas incertezas nos resultados indicam que se devem fazer algumas reservas caso se adopte por uma modelação do tipo da realizada nos modelos B.

No que diz respeito aos modelos mais simplificados, C e D, a conclusão a que se chegou foi a de que estes modelos tendem a traduzir o comportamento do viaduto pelo lado da segurança, contudo prejudicando o rigor dos resultados, já que as acelerações atingidas são superiores e surgem a velocidades mais baixas.

Relativamente às verificações regulamentares actualmente em vigor, para o viaduto estudado conclui-se que os esforços e deslocamentos de dimensionamento são comandados principalmente pelo modelo de cargas LM71 majorado pelo factor Φ, sendo que apenas no caso de se estar a analisar o tramo de 21,0 m com comboios articulados a velocidades superiores a 425 km/h é que a análise dinâmica com inclusão das imperfeições da via é superior a Φ x LM71. Uma outra constatação é a de que as análises apenas com o efeito estático multiplicado pelo coeficiente de amplificação dinâmica $(1 + \varphi' + \varphi'')$ não são capazes de traduzir os efeitos de ressonância provocados pelos veículos de alta velocidade.

A segurança da via relativamente a deslocamentos verticais foi verificada com uma margem considerável em relação ao limite regulamentar, atingindo valores de 8 e 5 vezes inferiores para os tramos de 16,5 e 21,0 m, respectivamente, não existindo problemas neste campo.

Finalmente, a análise do conforto dos passageiros recorrendo ao método simplificado preconizado na norma EN1990-AnnexA2 (2002) revelou que para ambos os tramos estudados, o nível de conforto proporcionado aos passageiros encontra-se num nível Muito Bom para velocidades pelo menos até 350 km/h.

8.2. PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente trabalho envolveu uma diversidade de análises relacionadas com a dinâmica de pontes ferroviárias de alta velocidade, com destaque para o caso em estudo, o Flyover de Alverca. Embora o estudo do viaduto tenha sido muito completo, houve temas e verificações que devido à limitação de tempo não puderam ser realizadas, sendo que a sua inclusão nesta dissertação seria muito interessante e iria enriquecer o seu conteúdo.

Nos pontos seguintes apresentam-se algumas sugestões para desenvolvimentos futuros no âmbito da presente dissertação:

i. Algumas verificações que constam nas normas, nomeadamente na EN1990-AnnexA2 (2002) e na EN1991-2 (2003), relativamente à torção do tabuleiro, rotação do tabuleiro junto aos apoios, deslocamento vertical das extremidades dos vãos, deformação transversal do tabuleiro e deslocamento longitudinal do tabuleiro devem ser realizadas no sentido de avaliar até que ponto são compridos os limites impostos pela regulamentação;
ii. A calibração do modelo numérico dependeu de cinco parâmetros, um número algo elevado para uma calibração manual. Deste modo, seria interessante realizar ensaios experimentais para a definição mais rigorosa de alguns desses parâmetros, como por exemplo da rigidez dos apoios através de ensaios de carga. Seria também importante determinar o módulo de elasticidade dos betões da viga pré-fabricada e da laje betonada *in situ* para verificar se as classes desses betões correspondem aos valores obtidos na calibração da presente dissertação. Testes à massa volúmica do balastro também reduziriam bastante as incertezas relativamente a este material;
iii. Ainda relacionado com a calibração, seria interessante a aplicação de algoritmos matemáticos e computacionais com vista a automatizar o processo de procura do ponto óptimo. Seria muito interessante poder realizar análises paramétricas que para além de automáticas, considerassem mais parâmetros na calibração;
iv. Relativamente à análise dinâmica, poderiam ser realizados ensaios laboratoriais ou *in situ* que permitissem determinar os coeficientes de amortecimento correspondentes aos modos locais que surgem para frequências acima dos 30 Hz e que afectam de forma significativa a medição da resposta dinâmica em acelerações do viaduto;
v. A avaliação do conforto dos passageiros pode ser realizada através da utilização de ábacos, permitindo assim avaliações simplificadas do conforto dos passageiros. Contudo, seria aliciante realizar análises de interacção ponte-comboio para determinar com maior detalhe o nível de conforto sentido pelos passageiros, podendo-se ainda avaliar a influência dessa interacção nas acelerações atingidas na laje betonada *in situ*;
vi. Seria importante também realizar as verificações preconizadas nas normas relativamente ao estado de fadiga da ponte, resultante dos ciclos repetitivos a que esta se encontra sujeita ao longo da sua vida útil.

BIBLIOGRAFIA

Albuquerque, Carlos Miguel Correia - Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. Tese de Mestrado

Albuquerque, Carlos Miguel Correia - Análises Dinâmicas com ANSYS e MATLAB. Porto FEUP, 2009.

Almeida, Pedro Aires Moreira Montenegro e - Comportamento dinâmico de uma ponte em arco existente para tráfego ferroviário de alta velocidade. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. Tese de Mestrado

Calçada, Rui Artur Bártolo - Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995. Tese de Mestrado

EN1990. 2002, Eurocode - Basis of structural design. Brussels: European Committee for Standardization (CEN)

EN1991-1-1. 2002, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels: European Committee for Standardization (CEN)

EN1991-2. 2003, Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels: European Committee for Standardization (CEN)

EN1992-1-1. 2004, Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Bruxelas: European Committee for Standardization (CEN)

ERRI D214/RP 9 - Rail bridges for speeds > 200 Km/h final report. Utrecht: European Rail Research Institute (ERRI), 2001.

Frýba, Ladislav - Dynamics of railway bridges. London: Thomas Telford, 1996. 0-7277-2044-9

Frýba, Ladislav; Fischer, Cyril - Number of Stress Cycles in Bridges Due to High Speed Train. Antwerp, Belgium: IABSE, 2003.

Goicolea, José M. - Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril. Repercusión sobre la Normativa y el Proyecto. IIR, Madrid: 2006.

Goicolea, José M.; Gabaldón, F.; Barbero, J. Domíngues; Navarro, J. A. - Dynamic Loads in New Engineering Codes for Railway Bridges in Europe and Spain. FEUP, Porto: 2004.

Google - Google Maps, [Consult. 23 Mar. 2010], Disponível em WWW: <http://maps.google.com>

Heatpoint - Documentation - Rail profiles: 60E1 (UIC60, SBB-IV), [Consult. 2 Jun. 2010], Disponível em WWW: <http://www.heatpoint.nl>

Lee, David J - Bridge bearings and expansion joints. 2nd ed. London [etc]: E & FN Spon, 1994. 0-419-14570-2

Manterola, Javier - Puentes apuntes para su diseño, cálculo y construcción. [S. l.]: Colegio de Ingenieros de caminios canales y puertos, 2006. 84-380-0323-0

Microsoft - Bing Maps, [Consult. 23 Mar 2010], Disponível em WWW: <http://www.bing.com/maps/>

Neves, Sérgio Gonçalves Moreira das ; Azevedo, Álvaro M Vale e; Calçada, Rui Artur Bártolo - Development of an efficient 3D finite element model for the dynamic analysis of the train bridge interaction. Seoul, Korea: 2008.

RAVE - Brochura Institucional: O Projecto de Alta Velocidade Ferroviária em Portugal, [Consult. 10 Jun. 2011], Disponível em WWW: <www.rave.pt>

Ribeiro, Diogo Rodrigo Ferreira - Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004. Tese de Mestrado

XIX Cimeira LUSO-ESPANHOLA, Memorando de Entendimento, Figueira da Foz, Portugal, 2003

XXI Cimeira LUSO-ESPANHOLA, Memorando de Entendimento, Évora, Portugal, 2005

UIC - High Speed Lines in the World, [Consult. 15 Jun. 2010], Disponível em WWW: <http://www.uic.org/spip.php?article573>

ANEXO A1

A1.1. ESQUEMAS DE CARGAS DE COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

Quadro A.1 – Esquema de cargas do comboio Alfa Pendular.

Alfa Pendular									
Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]
0,0	132,8	28,6	132,8	70,8	132,8	99,4	132,8	129,5	132,8
2,7	132,8	44,9	132,8	73,5	132,8	103,6	132,8	132,2	132,8
19,0	132,8	47,6	132,8	77,7	132,8	106,3	132,8	148,5	132,8
21,7	132,8	51,8	132,8	80,4	132,8	122,6	132,8	151,2	132,8
25,9	132,8	54,5	132,8	96,7	132,8	125,3	132,8		

Quadro A.2 – Esquema de cargas do comboio Talgo.

Talgo									
Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]
0,0	170,0	67,5	170,0	160,8	170,0	200,7	170,0	301,7	170,0
2,7	170,0	80,7	170,0	163,5	170,0	209,7	170,0	314,8	170,0
11,0	170,0	93,8	170,0	171,8	170,0	222,8	170,0	328,0	170,0
13,7	170,0	106,9	170,0	174,5	170,0	236,0	170,0	336,9	170,0
19,1	170,0	120,1	170,0	181,6	170,0	249,1	170,0	342,4	170,0
28,1	170,0	133,2	170,0	184,3	170,0	262,3	170,0	345,1	170,0
41,2	170,0	146,4	170,0	192,6	170,0	275,4	170,0	353,4	170,0
54,4	170,0	155,3	170,0	195,3	170,0	288,5	170,0	356,1	170,0

Quadro A.3 – Esquema de cargas do comboio Thalys2.

Thalys2									
Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]
0,0	170,0	79,4	170,0	176,2	170,0	242,2	170,0	351,4	170,0
3,0	170,0	95,1	170,0	179,2	170,0	257,9	170,0	354,4	170,0
14,0	170,0	98,1	170,0	190,2	170,0	260,9	170,0	370,1	163,0
17,0	170,0	113,8	170,0	193,2	170,0	276,6	170,0	373,1	163,0
20,3	163,0	116,8	170,0	200,2	170,0	279,6	170,0	376,3	170,0
23,3	163,0	132,5	170,0	203,2	170,0	295,3	170,0	379,3	170,0
39,0	170,0	135,5	170,0	214,2	170,0	298,3	170,0	390,3	170,0
42,0	170,0	151,2	170,0	217,2	170,0	314,0	170,0	393,3	170,0
57,7	170,0	154,2	170,0	220,5	163,0	317,0	170,0		
60,7	170,0	169,9	163,0	223,5	163,0	332,7	170,0		
76,4	170,0	172,9	163,0	239,2	170,0	335,7	170,0		

Quadro A.4 – Esquema de cargas do comboio Eurostar.

Eurostar									
Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]
0,0	170,0	76,4	170,0	169,9	170,0	251,2	170,0	344,7	170,0
3,0	170,0	79,4	170,0	172,9	170,0	254,2	170,0	347,7	170,0
14,0	170,0	95,1	170,0	188,6	170,0	269,9	170,0	363,4	170,0
17,0	170,0	98,1	170,0	191,6	170,0	272,9	170,0	366,4	170,0
20,3	170,0	113,8	170,0	195,1	170,0	288,6	170,0	369,7	170,0
23,3	170,0	116,8	170,0	198,1	170,0	291,6	170,0	372,7	170,0
39,0	170,0	132,5	170,0	213,8	170,0	307,3	170,0	383,7	170,0
42,0	170,0	135,5	170,0	216,8	170,0	310,3	170,0	386,7	170,0
57,7	170,0	151,2	170,0	232,5	170,0	326,0	170,0		
60,7	170,0	154,2	170,0	235,5	170,0	329,0	170,0		

Quadro A.5 – Esquema de cargas do comboio TGV.

TGV									
Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]
0,0	170,0	95,1	170,0	207,3	163,0	276,6	170,0	388,8	170,0
3,0	170,0	98,1	170,0	210,3	163,0	279,6	170,0	391,8	170,0
14,0	170,0	113,8	170,0	213,6	170,0	295,3	170,0	407,5	170,0
17,0	170,0	116,8	170,0	216,6	170,0	298,3	170,0	410,5	170,0
20,3	163,0	132,5	170,0	227,6	170,0	314,0	170,0	426,2	170,0
23,3	163,0	135,5	170,0	230,6	170,0	317,0	170,0	429,2	170,0
39,0	170,0	151,2	170,0	237,6	170,0	332,7	170,0	444,9	163,0
42,0	170,0	154,2	170,0	240,6	170,0	335,7	170,0	447,9	163,0
57,7	170,0	169,9	170,0	251,6	170,0	351,4	170,0	451,1	170,0
60,7	170,0	172,9	170,0	254,6	170,0	354,4	170,0	454,1	170,0
76,4	170,0	188,6	170,0	257,9	163,0	370,1	170,0	465,1	170,0
79,4	170,0	191,6	170,0	260,9	163,0	373,1	170,0	468,1	170,0

Quadro A.6 – Esquema de cargas do comboio Virgin.

Virgin									
Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]
0,0	170,0	50,5	170,0	112,6	170,0	163,1	170,0	215,1	170,0
2,7	170,0	64,8	170,0	115,3	170,0	167,3	170,0	217,8	170,0
17,0	170,0	67,5	170,0	119,5	170,0	170,0	170,0	232,1	170,0
19,7	170,0	71,7	170,0	122,2	170,0	184,3	170,0	234,8	170,0
23,9	170,0	74,4	170,0	136,5	170,0	187,0	170,0	239,0	170,0
26,6	170,0	88,7	170,0	139,2	170,0	191,2	170,0	241,7	170,0
40,9	170,0	91,4	170,0	143,4	170,0	193,9	170,0	256,0	170,0
43,6	170,0	95,6	170,0	146,1	170,0	208,2	170,0	258,7	170,0
47,8	170,0	98,3	170,0	160,4	170,0	210,9	170,0		

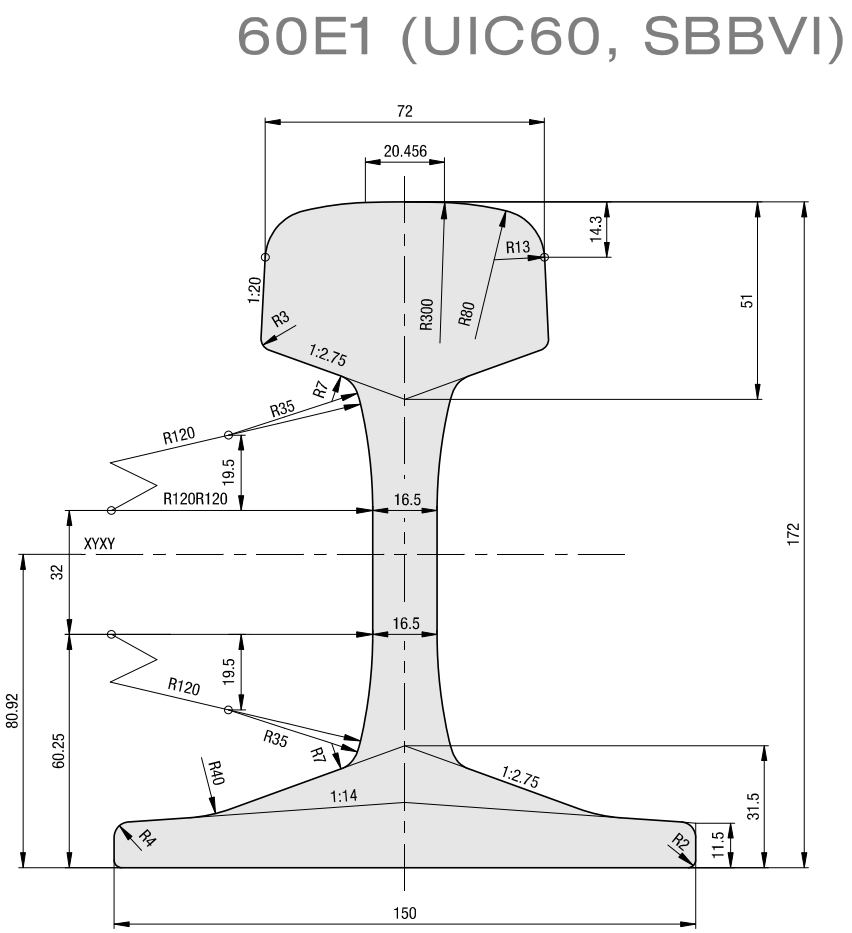
Quadro A.7 – Esquema de cargas do comboio ICE.

ICE									
Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]
0,0	195,0	72,1	112,0	151,3	112,0	230,5	112,0	309,7	112,0
3,0	195,0	74,6	112,0	153,8	112,0	233,0	112,0	312,2	112,0
11,5	195,0	91,1	112,0	170,3	112,0	249,5	112,0	328,7	112,0
14,5	195,0	93,6	112,0	172,8	112,0	252,0	112,0	331,2	112,0
19,3	112,0	98,5	112,0	177,7	112,0	256,9	112,0	336,1	195,0
21,8	112,0	101,0	112,0	180,2	112,0	259,4	112,0	339,1	195,0
38,3	112,0	117,5	112,0	196,7	112,0	275,9	112,0	347,5	195,0
40,8	112,0	120,0	112,0	199,2	112,0	278,4	112,0	350,5	195,0
45,7	112,0	124,9	112,0	204,1	112,0	283,3	112,0		
48,2	112,0	127,9	112,0	206,6	112,0	285,8	112,0		
64,7	112,0	143,9	112,0	223,1	112,0	302,3	112,0		
67,2	112,0	146,4	112,0	225,6	112,0	304,8	112,0		

Quadro A.8 – Esquema de cargas do comboio ETR500.

ETR500									
Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]	Posição Eixo [m]	Carga Eixo [kN]
0,0	187,0	64,5	120,0	123,8	120,0	195,0	120,0	254,3	120,0
3,0	187,0	67,5	120,0	126,8	120,0	198,0	120,0	257,3	120,0
12,0	187,0	71,6	120,0	142,8	120,0	202,1	120,0	273,3	120,0
15,0	187,0	74,6	120,0	145,8	120,0	205,1	120,0	276,3	120,0
19,4	120,0	90,6	120,0	149,9	120,0	221,1	120,0	280,7	187,0
22,4	120,0	93,6	120,0	152,9	120,0	224,1	120,0	283,7	187,0
38,4	120,0	97,7	120,0	168,9	120,0	228,2	120,0	292,7	187,0
41,4	120,0	100,7	120,0	171,9	120,0	231,2	120,0	295,7	187,0
45,5	120,0	116,7	120,0	176,0	120,0	247,2	120,0		
48,5	120,0	119,7	120,0	179,0	120,0	250,2	120,0		

A1.2. PROPRIEDADES DO PERFIL DO CARRIL UIC60



MASSE / MASS		60.21	kg/m
FLÄCHE / AREA		76.70	cm^2
TRÄGHEITSMOMENT / MOMENT OF INERTIA	X-X	3038.3	cm^4
	Y-Y	512.3	cm^4
WIDERSTANDSMOMENT / SECTION MODULUS	X-X Kopf / Head	333.6	cm^3
	X-X Fuß / Base	375.5	cm^3
	Y-Y Achse / Axis	68.3	cm^3

Fig. A.1 – Propriedades do perfil do carril UIC60. (adaptado de (Heatpoint, 2007))

ANEXO A2

A2.1. DEFINIÇÃO DE ESPAÇAMENTOS ENTRE INSTANTES DE TEMPO DE ANÁLISE

A2.1.1. MODOS DE VIBRAÇÃO ATÉ 30 HZ

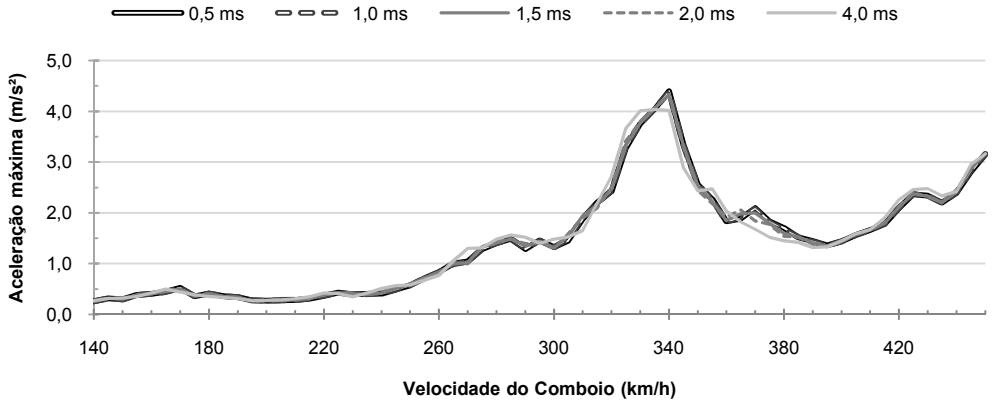


Fig. A.2 – Acelerações máximas à passagem do comboio TGV no tramo de 16,5 m (30 Hz).

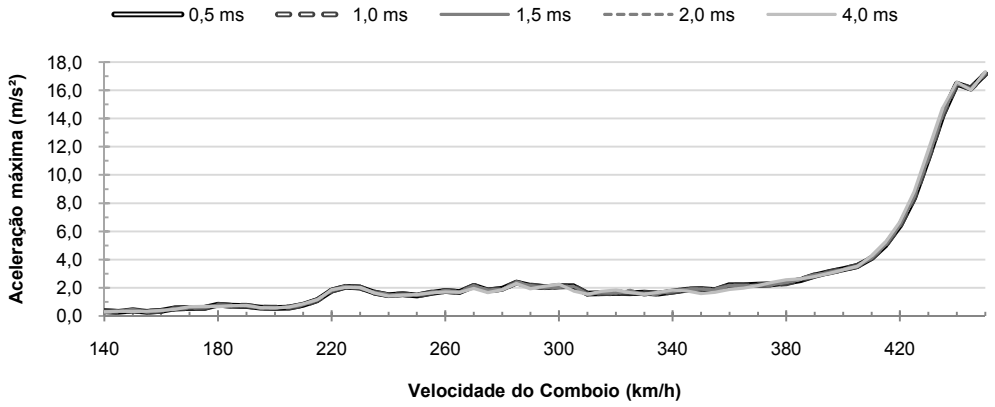


Fig. A.3 – Acelerações máximas à passagem do comboio TGV no tramo de 21,0 m (30 Hz).

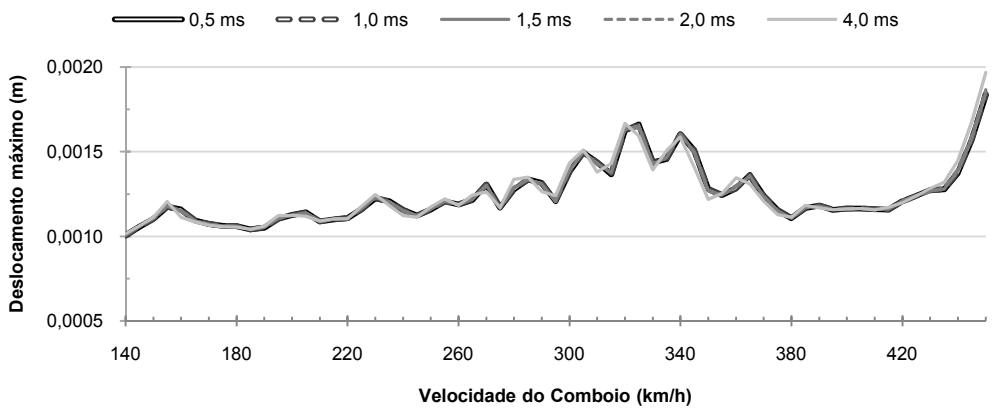


Fig. A.4 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio Talgo no tramo de 16,5 m (30 Hz).

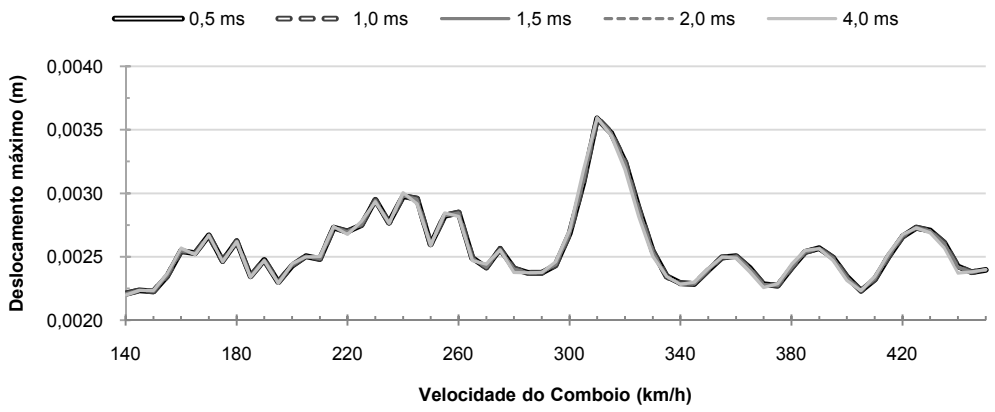


Fig. A.5 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio Talgo no tramo de 21,0 m (30 Hz).

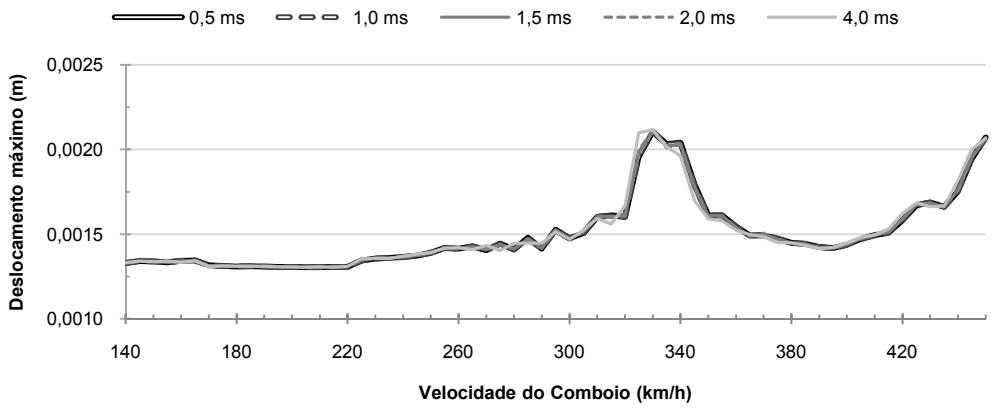


Fig. A.6 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio TGV no tramo de 16,5 m (30 Hz).

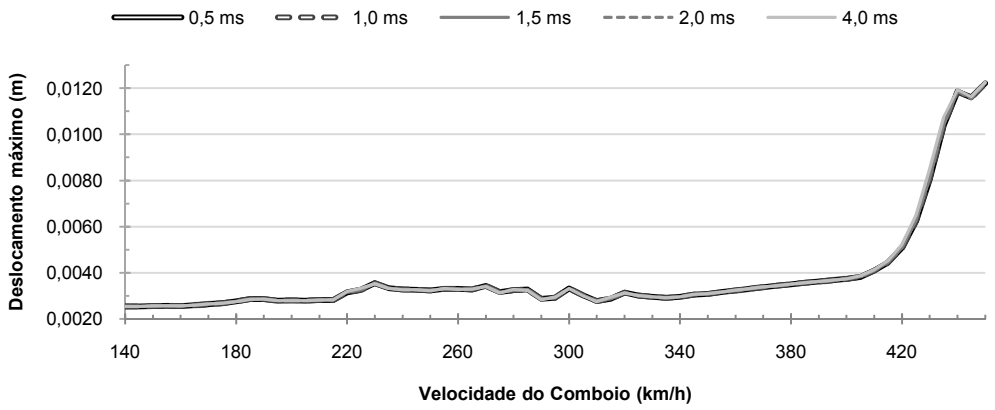


Fig. A.7 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio TGV no tramo de 21,0 m (30 Hz).

A2.1.2. MODOS DE VIBRAÇÃO ATÉ 60 HZ

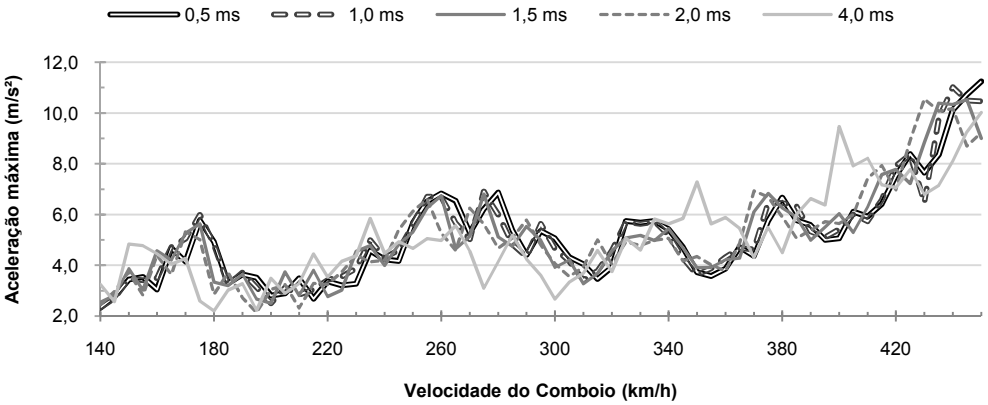


Fig. A.8 – Acelerações máximas à passagem do comboio TGV no tramo de 16,5 m (60 Hz).

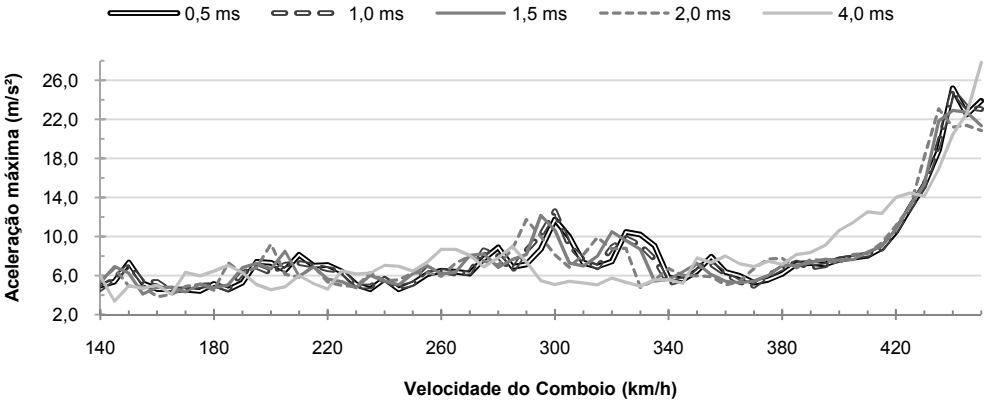


Fig. A.9 – Acelerações máximas à passagem do comboio TGV no tramo de 21,0 m (60 Hz).

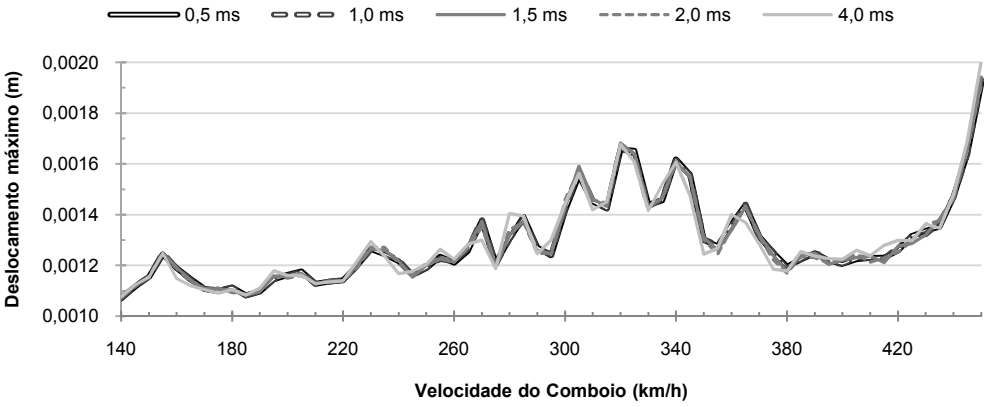


Fig. A.10 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio Talgo no tramo de 16,5 m (60 Hz).

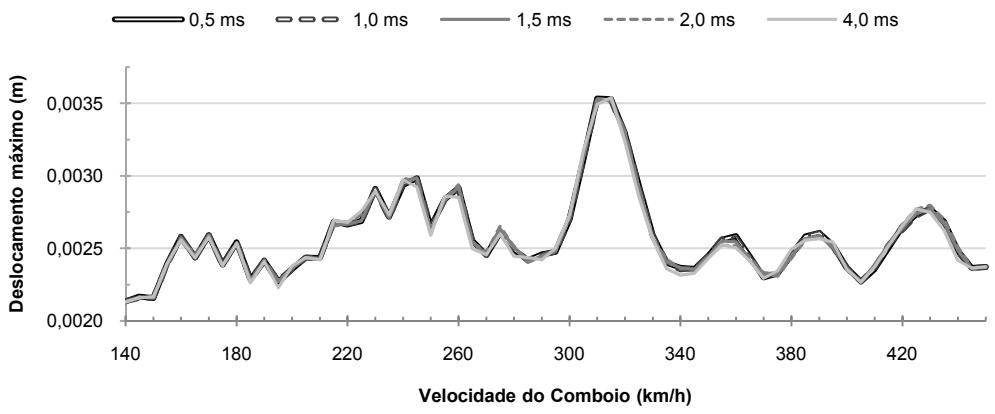


Fig. A.11 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio Talgo no tramo de 21,0 m (60 Hz).

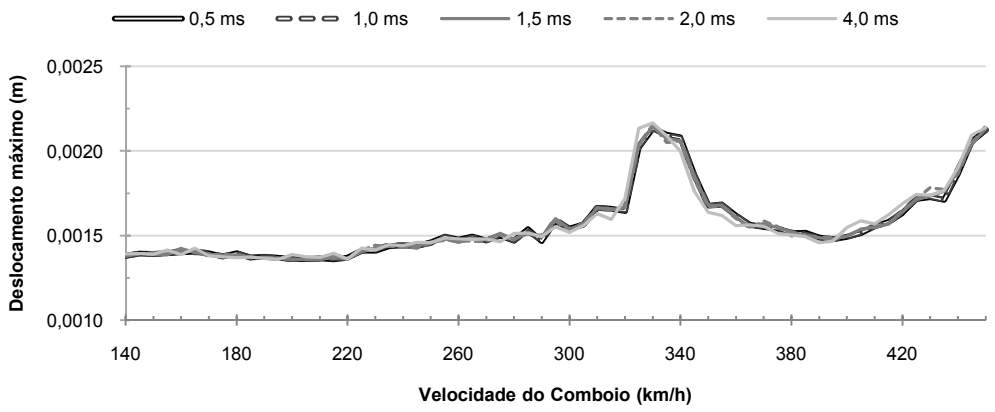


Fig. A.12 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio TGV no tramo de 16,5 m (60 Hz).

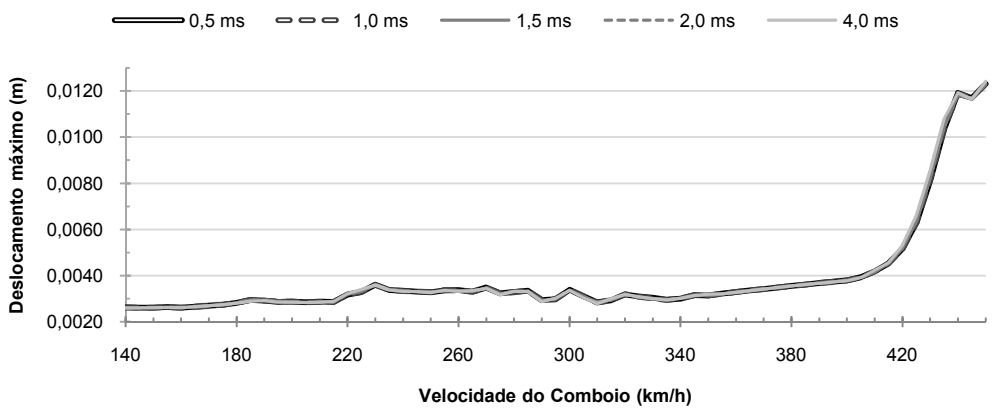


Fig. A.13 – Deslocamentos máximos à passagem do comboio TGV no tramo de 21,0 m (60 Hz).

A2.2. COMPARAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA

A2.2.1. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA

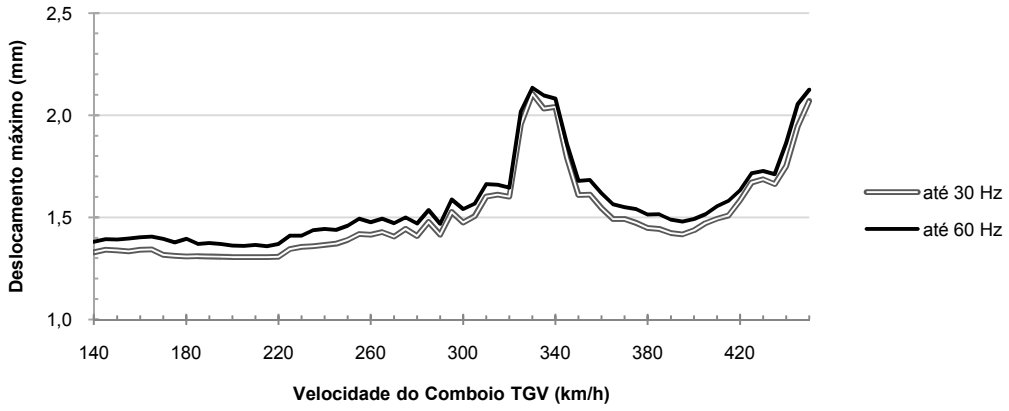


Fig. A.14 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 16,5 m (TGV).

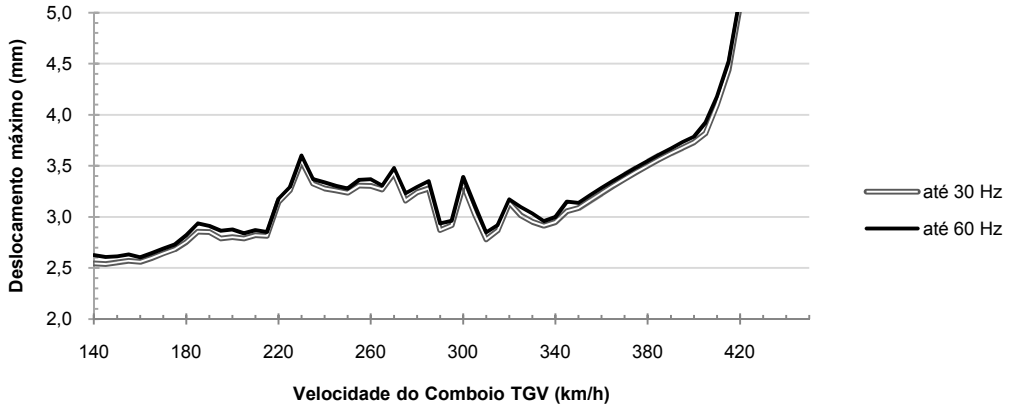


Fig. A.15 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 21,0 m (TGV).

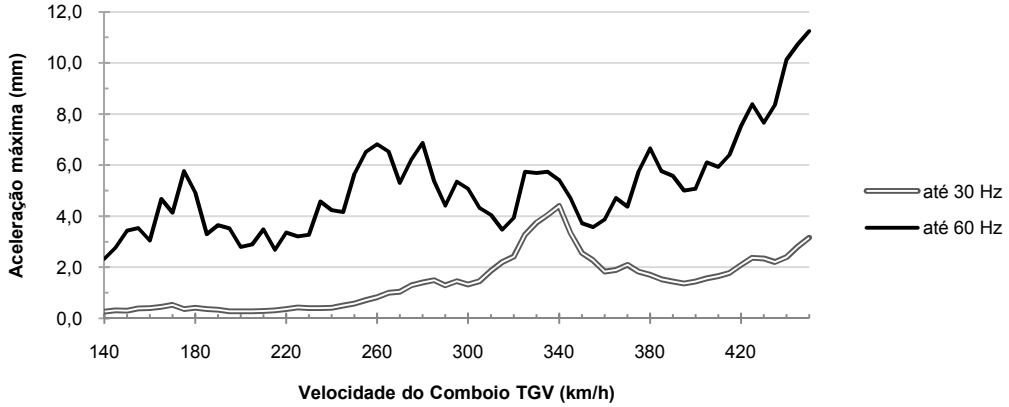


Fig. A.16 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 16,5 m (TGV).

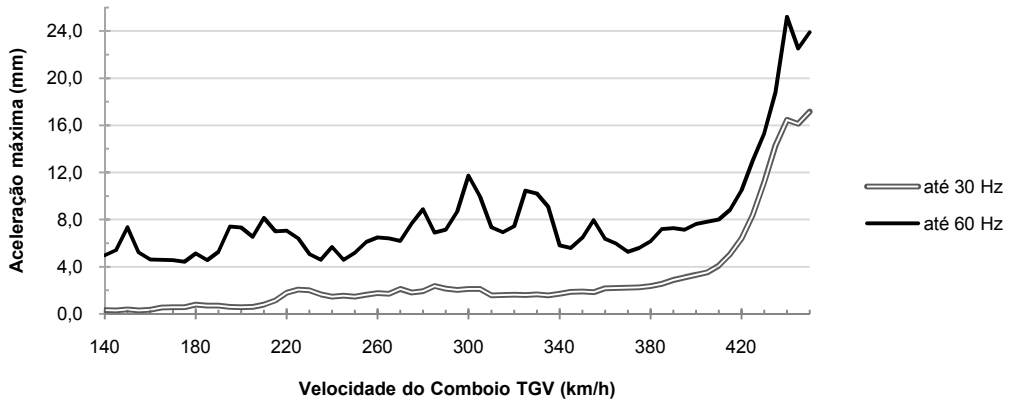


Fig. A.17 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 21,0 m (TGV).

A2.2.2. CONTRIBUIÇÃO DE CADA MODO DE VIBRAÇÃO

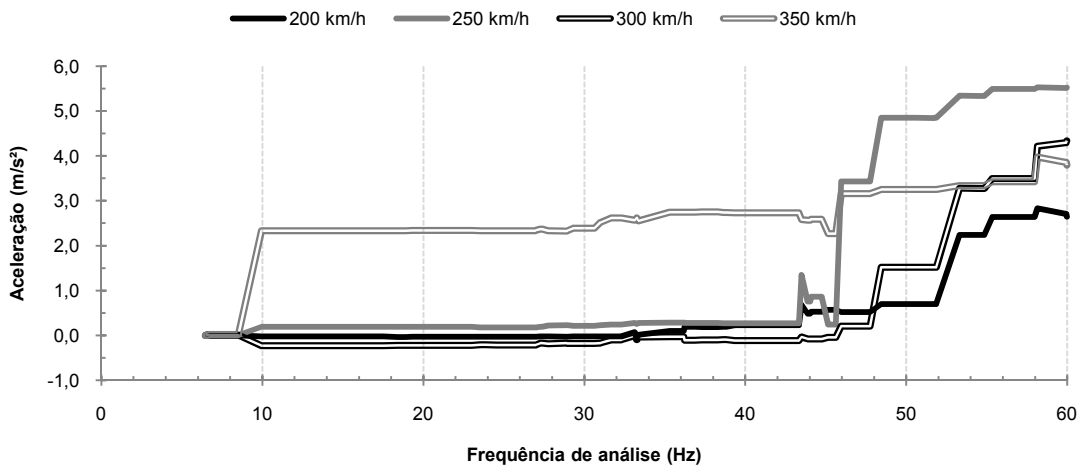


Fig. A.18 – Contribuição acumulada para a aceleração em função da frequência máxima (TGV; tramo 16,5 m).

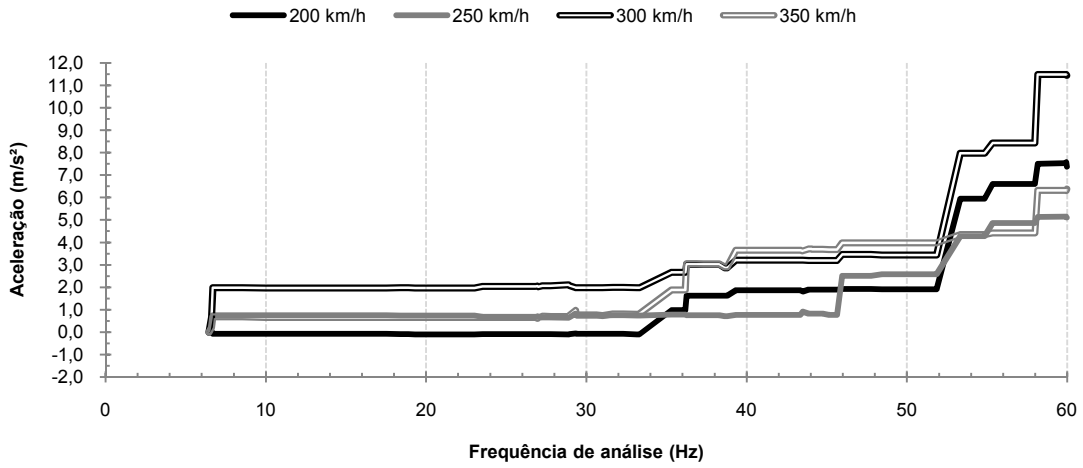


Fig. A.19 – Contribuição acumulada para a aceleração em função da frequência máxima (TGV; tramo 21,0 m).

A2.2.3. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA (AMORTECIMENTOS AJUSTADOS)

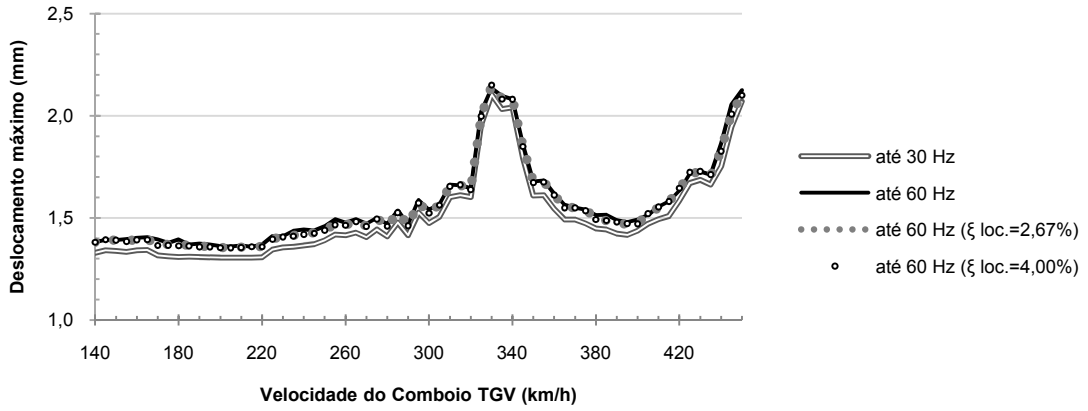


Fig. A.20 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 16,5 m com amortecimentos ajustados (TGV).

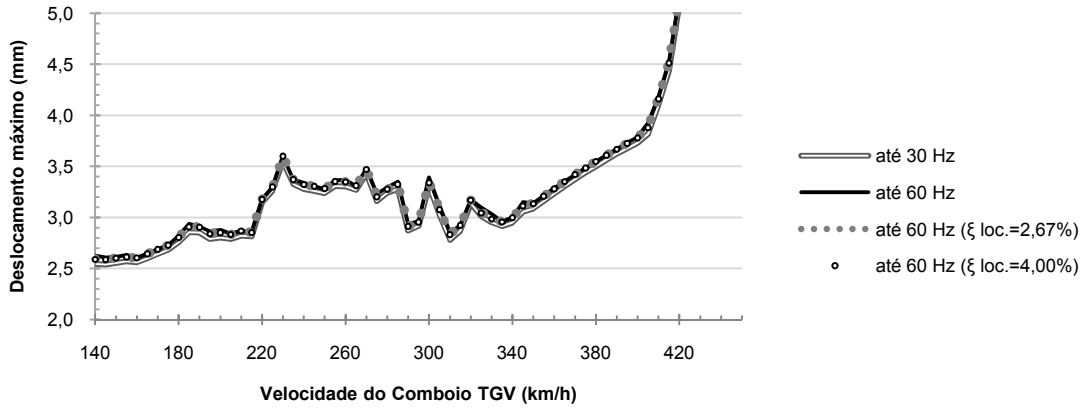


Fig. A.21 – Comparação da resposta dinâmica em deslocamentos do tramo de 21,0 m com amortecimentos ajustados (TGV).

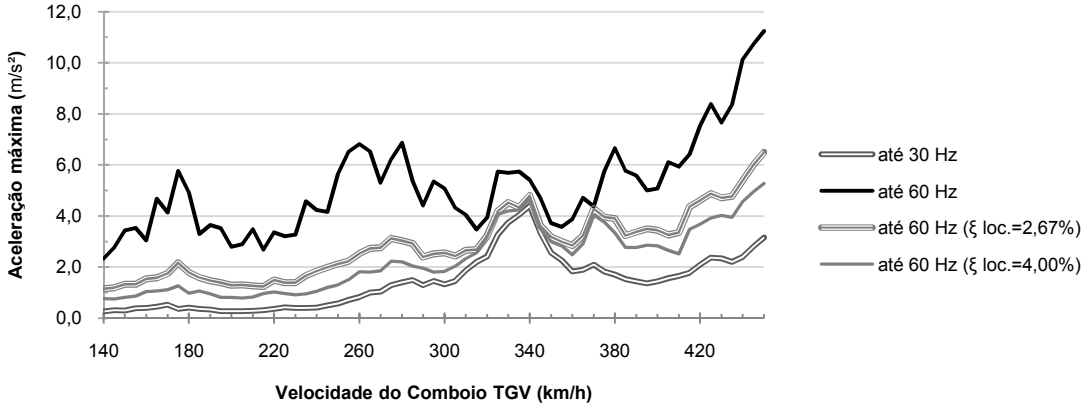


Fig. A.22 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 16,5 m com amortecimentos ajustados (TGV).

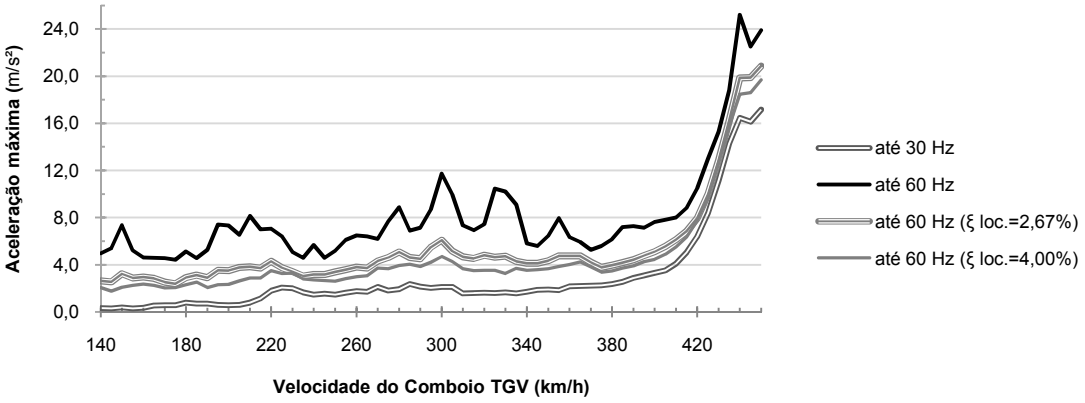


Fig. A.23 – Comparação da resposta dinâmica em acelerações do tramo de 21,0 m com amortecimentos ajustados (TGV).

ANEXO A3

A3.1. COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS GERADOS DAS ACELERAÇÕES MÁXIMAS

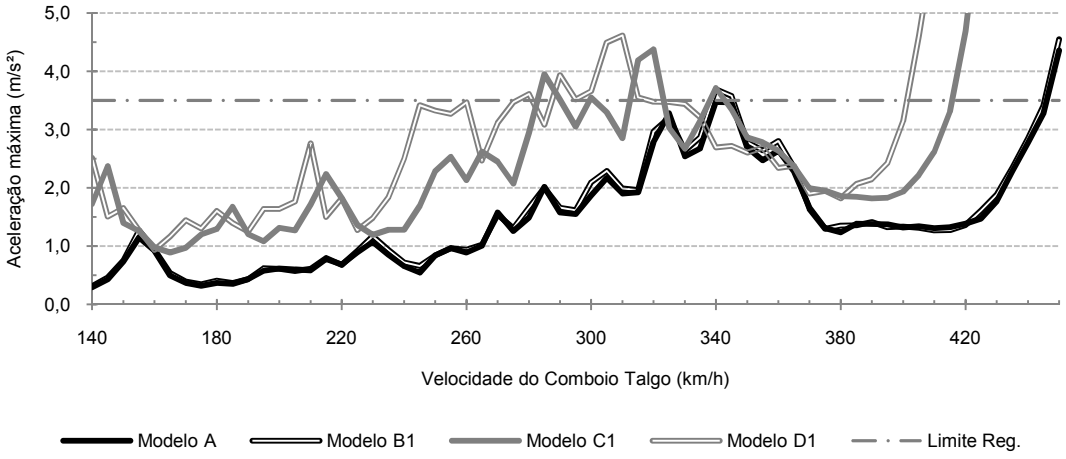


Fig. A.24 – Acelerações máximas nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio Talgo.

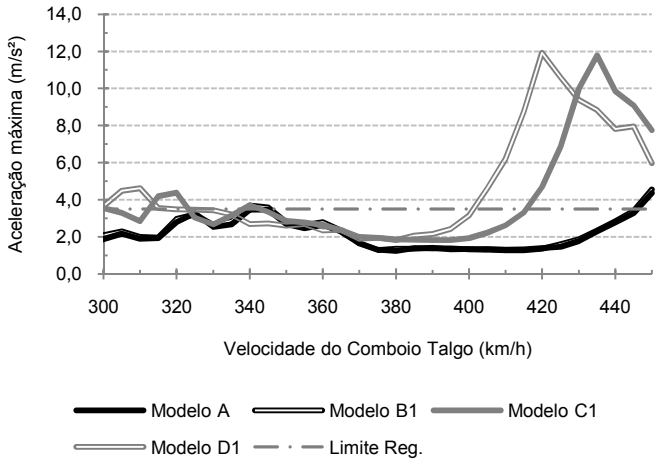


Fig. A.25 – Pormenor das acelerações máximas nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio Talgo.

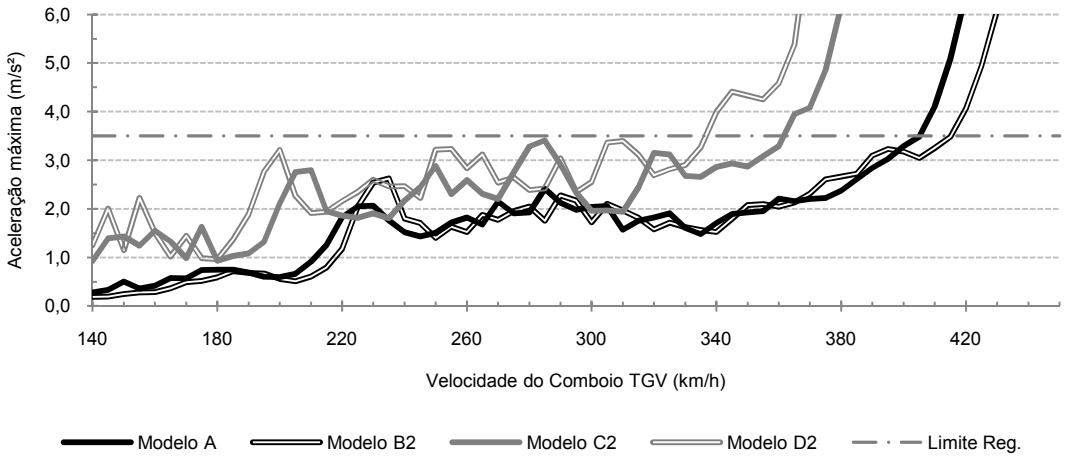


Fig. A.26 – Acelerações máximas nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio TGV.

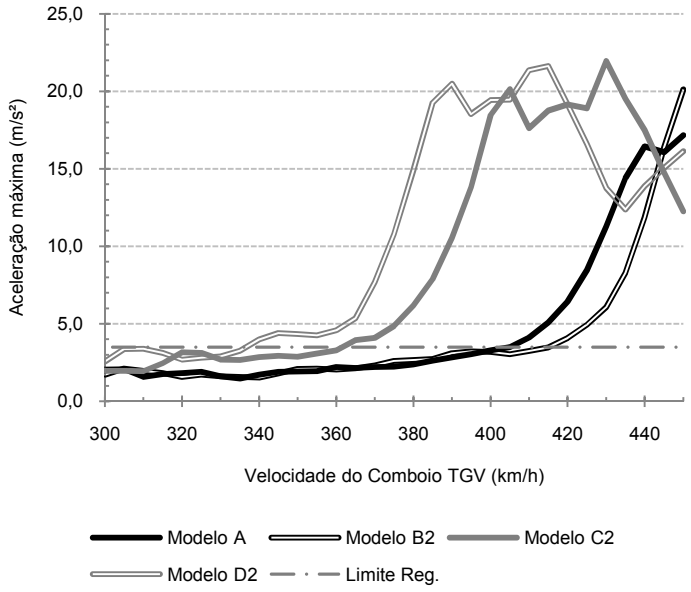


Fig. A.27 – Pormenor das acelerações máximas nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio TGV.

A3.2. COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS GERADOS DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS

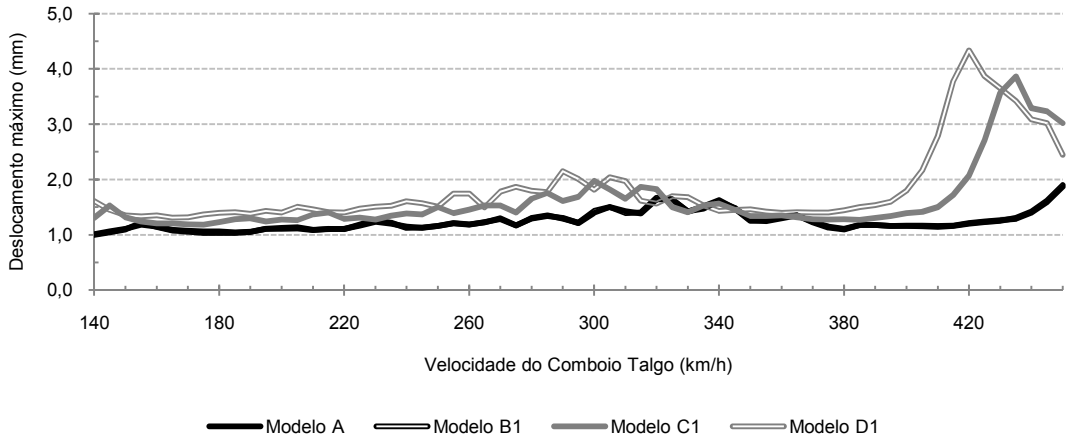


Fig. A.28 – Deslocamentos máximos nos modelos A, B1, C1 e D1 para o comboio Talgo.

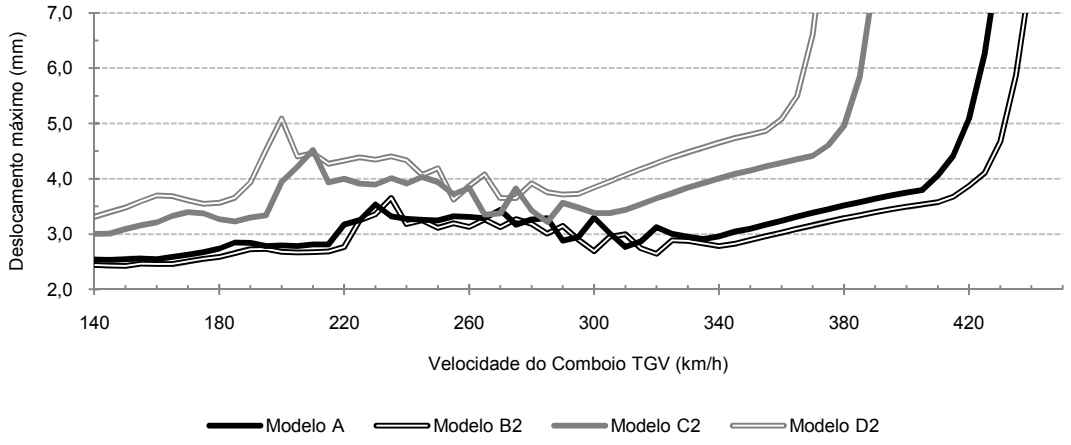


Fig. A.29 – Deslocamentos máximos nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio TGV.

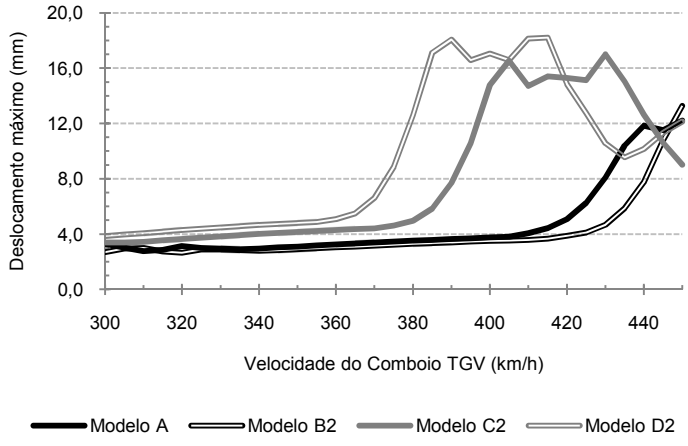


Fig. A.30 – Pormenor dos deslocamentos máximos nos modelos A, B2, C2 e D2 para o comboio TGV.