

# **COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA DE PEQUENO VÃO PARA TRÁFEGO DE ALTA VELOCIDADE**

**LUÍS DIOGO COSTA FERREIRA MOREIRA DA SILVA**

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](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 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.





Ao meu avô

*Nem o homem sábio nem o corajoso se deita nos trilhos da história para esperar que o  
comboio do futuro o atropеле  
Dwight David Eisenhower*



## **AGRADECIMENTOS**

Na elaboração desta tese de conclusão de um ciclo, muitas foram as dificuldades que surgiram, contribuindo para que o desafio se tornasse ainda mais aliciante. Quero pois agradecer àquelas pessoas que conviveram comigo durante estes meses.

- Ao Professor Raimundo Delgado, pelo acompanhamento e pelos ensinamentos transmitidos de forma cordial e cheios de experiência;
- Ao Professor Rui Calçada, pela confiança demonstrada e energia transmitida no desenrolar dos trabalhos;
- Ao Carlos Albuquerque, ao Diogo Ribeiro, ao João Francisco Rocha, ao João Rocha e ao Joel Malveira, pela disponibilidade constante e apoio prestados;
- Ao Marco Fernandes, pelo exemplo de companheirismo, dedicação e humildade demonstrados, a par da ajuda incessante;
- À Sílvia, pela companhia, cumplicidade, amizade e apoio constante durante todos estes meses, assim como também pela paciência que tem comigo;
- À minha família e amigos por me fazerem crescer e me terem ajudado a chegar a este ponto.





## RESUMO

O presente trabalho teve como principal objectivo o estudo do comportamento dinâmico da ponte ferroviária de Canelas sob acção de tráfego ferroviário de alta velocidade. Esta ponte situa-se na Linha do Norte, próximo de Aveiro, tendo duas vias de circulação. Trata-se de uma ponte mista de pequeno vão do tipo *filler beam*, constituída por seis tramos de 12 m simplesmente apoiados.

Numa primeira fase, o estudo envolveu a pesquisa de trabalhos desenvolvidos sobre as pontes de pequeno vão, de onde se retiraram algumas particularidades relacionadas com este tipo de pontes. A regulamentação em vigor foi analisada (normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2) com o objectivo de perceber os principais critérios do dimensionamento de pontes inseridas em linhas ferroviárias de alta velocidade. Destas normas tornou-se claro a importância da verificação de três pontos: a segurança estrutural, a segurança da via e o conforto dos passageiros. Para tal, várias metodologias de análise dinâmica foram analisadas, das quais se destacaram as numéricas, uma vez que têm um campo de aplicação mais alargado. Estas metodologias foram implementadas recorrendo a modelos de cargas móveis para aplicação das cargas dos comboios e utilizando o programa Matlab para resolução das equações de equilíbrio dinâmico.

Foram desenvolvidos três modelos numéricos da ponte no programa de cálculo em elementos finitos ANSYS, que permitiram fazer as análises dinâmicas. Um primeiro modelo em que apenas a parte estrutural de um meio tabuleiro é modelada, um segundo modelo onde são representados dois tramos sucessivos da ponte com inclusão de uma via, estendendo-se esta para além da estrutura para conferir a sua continuidade e por fim um terceiro modelo, onde a estrutura completa com os dois meios tabuleiros é modelada, consistindo na duplicação do segundo modelo numérico. Com base em resultados experimentais disponíveis, os modelos foram calibrados tendo em conta as frequências do primeiro modo de flexão vertical e de torção, de forma a representarem o melhor possível a realidade. Foram tidas em conta na calibração parâmetros que se consideram importantes: o módulo de elasticidade do betão e do balastro, a massa do balastro e a rigidez dos apoios.

Concluída a modelação numérica da ponte de Canelas, realizaram-se as análises dinâmicas para a passagem de sete comboios de alta velocidade em circulação na rede europeia e ainda para o Alfa-pendular, para os três modelos desenvolvidos. Foram controlados os deslocamentos e acelerações a meio vão do tramo mais próximo do aterro.

Avaliou-se o comportamento dinâmico da ponte de Canelas, visando controlar aspectos preconizados nas normas. Relativamente à segurança estrutural foram comparadas as respostas obtidas através da análise dinâmica, com a análise estática majorada pelo coeficiente de amplificação dinâmica e ainda com o modelo de cargas LM71. A segurança da via foi estudada tendo em vista o controlo das acelerações máximas e deformações do tabuleiro. A avaliação do conforto dos passageiros foi efectuada recorrendo a um método simplificado proposto pelas normas, que relaciona o vão da ponte com o deslocamento vertical máximo devido à actuação do modelo de cargas LM71.

Por fim teceram-se as principais conclusões do trabalho.

**PALAVRAS-CHAVE:** Alta velocidade, análise dinâmica, ponte de pequeno vão, modelação, cargas móveis.



## ABSTRACT

The study of the dynamic behaviour of *Canelas* railway bridge under high speed traffic was the main goal of the current project. This is a two track railway bridge, belonging to the *Linha do Norte*, near *Aveiro*. It is a composite steel-concrete bridge (filler beam deck type), with six simply supported spans of 12 m each.

Initially, a research in the field of short span bridges was made, and some specific features about this subject were brought to the fore. European standards, EN1991-2 and EN1990-AnnexA2, were analysed in order to understand the major design criteria of railway bridges in high speed lines. From these became clear the importance of three issues: structural safety, track safety and passengers comfort. Some dynamic analysis methodologies were studied, from which stood out the numerical ones, since they have a wider application field. These methodologies were implemented by means of moving loads models to simulate the real train traffic and the dynamic equilibrium equations were solved using Matlab functions.

Three numerical models of *Canelas* bridge were developed with the finite elements software ANSYS, where the dynamic analysis was carried out. The first model consists only of a single deck without the track, whereas the second one represents two consecutive spans connected by the track, which was extended to the embankment to give continuity to the model. Finally, the third model, in which the whole structure and track is represented, was obtained doubling the second one. Based on available experimental data, the numerical models were updated considering the first bending and torsional natural frequencies of the bridge, aiming to reproduce the reality in a trustworthy way. The updating process was carried out considering the following important parameters: modulus of elasticity of concrete and ballast, the ballast mass and bearings stiffness.

Once the numerical modelling of *Canelas* bridge was complete, dynamic analysis in all the three models were performed regarding the passage of seven high speed trains operating in European railways as well as the *Alfa-pendular* train. Mid span displacements and accelerations were measured.

The dynamic behaviour of *Canelas* bridge was evaluated, in order to respect the aspects stated on the standards mentioned above. For the sake of structural safety, dynamic response was compared not only with the static analysis affected by the dynamic amplification factor, but also with the LM71 load model. Track safety was studied so as to control the maximum acceleration and deck deflections. Passengers comfort was evaluated with a simplified method proposed by the standards, which compare the bridge span with the vertical deflection due to the action of LM71 load model.

Finally, and taking into account the results obtained, the main conclusions were presented.

**KEYWORDS:** High speed, dynamic analysis, short span bridge, modelling, moving loads.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1. ENQUADRAMENTO</b> .....	1
<b>1.2. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE EXISTENTES</b> .....	4
1.2.1. COMBOIOS CONVENCIONAIS .....	5
1.2.2. COMBOIOS ARTICULADOS .....	6
1.2.3. COMBOIOS REGULARES .....	8
1.2.4. REDES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE NA ÁSIA .....	8
<b>1.3. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS</b> .....	10
<b>2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES</b> .....	13
<b>2.1. INTRODUÇÃO</b> .....	13
<b>2.2. COMPORTAMENTO DINÂMICO DAS PONTES FERROVIÁRIAS DE PEQUENO VÃO</b> .....	13
2.2.1. A RIGIDEZ DOS APOIOS .....	15
2.2.2. A INTERACÇÃO COMBOIO-PONTE .....	15
2.2.3. A DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS PELA VIA .....	18
<b>2.3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA</b> .....	18
2.3.1. ANÁLISE DINÂMICA COM CARGAS MÓVEIS .....	19
2.3.2. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERACÇÃO COMBOIO-PONTE .....	20
<b>2.4. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO</b> .....	22
2.4.1. MÉTODO DE NEWMARK .....	22
2.4.2. MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL .....	23
2.4.3. METODOLOGIA ADOPTADA .....	24
2.4.4. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA DE CARGAS MÓVEIS .....	25
<b>2.5. ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS</b> .....	26
2.5.1. EFEITOS ESTÁTICOS .....	26
2.5.1.1. Modelo de cargas LM71 .....	26
2.5.1.2. Modelo de cargas SW/0 e SW/2 .....	27

2.5.1.3. Modelo de comboio sem carga ( <i>unloaded train</i> ) .....	27
2.5.2. EFEITOS DINÂMICOS .....	28
2.5.2.1. Verificação da necessidade de realização da análise dinâmica .....	28
2.5.2.2. Requisitos para a realização de uma análise dinâmica .....	30
2.5.2.3. Velocidades a considerar na análise dinâmica .....	32
2.5.2.4. Amortecimento .....	32
2.5.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA REGULAMENTARES .....	33
2.5.3.1. Segurança estrutural .....	34
2.5.3.2. Segurança da via .....	35
2.5.3.3. Conforto dos passageiros .....	36
<b>3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE CANELAS .....</b>	<b>39</b>
<b>3.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>39</b>
<b>3.2. A PONTE DE CANELAS .....</b>	<b>39</b>
<b>3.3. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS .....</b>	<b>41</b>
3.3.1. MATERIAIS CONSIDERADOS NA MODELAÇÃO .....	42
3.3.2. ELEMENTOS FINITOS USADOS E SUAS PROPRIEDADES .....	43
3.3.3. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO C1 .....	46
3.3.4. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO C2 .....	49
3.3.5. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO C3 .....	51
<b>3.4. ANÁLISE MODAL .....</b>	<b>53</b>
3.4.1. MODELO C1 .....	53
3.4.2. MODELO C2 .....	55
3.4.3. MODELO C3 .....	57
<b>3.5. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS .....</b>	<b>61</b>
3.5.1. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES .....	61
3.5.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE .....	61
3.5.3. RESULTADOS PARA O MODELO C2 .....	62
3.5.4. RESULTADOS PARA O MODELO C3 .....	65
3.5.5. CONCLUSÕES .....	67
<b>4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE CANELAS .....</b>	<b>69</b>
<b>4.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>69</b>

<b>4.2. ESTUDO PRÉVIO</b> .....	69
4.2.1. INFLUÊNCIA DO INCREMENTO DE TEMPO .....	70
4.2.2. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA EM TERMOS DE ACELERAÇÕES .....	71
4.2.3. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA EM TERMOS DE DESLOCAMENTOS.....	73
4.2.4. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO COMBOIO .....	74
4.2.5. PREVISÃO DAS VELOCIDADES DE RESSONÂNCIA.....	75
<b>4.3. CENÁRIOS DE ANÁLISE</b> .....	77
<b>4.4. RESULTADOS OBTIDOS</b> .....	78
4.4.1. DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO .....	78
4.4.2. ACELERAÇÕES A MEIO VÃO.....	81
4.4.3. REGISTOS TEMPORAIS .....	83
<b>4.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b> .....	86
<b>5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE CANELAS</b> .....	89
<b>5.1. INTRODUÇÃO</b> .....	89
<b>5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL</b> .....	89
5.2.1. RESPOSTA ESTÁTICA PARA O MODELO LM71 ( $\Phi_2 \times \delta_{LM71}$ ).....	90
5.2.2. RESPOSTA ESTÁTICA MAJORADA $[(1+\phi'+0,5\phi'') \times \delta_{sta}]$ .....	90
5.2.3. RESPOSTA DINÂMICA MAJORADA $[(1+\phi'_{dyn}+0,5\phi'') \times \delta_{sta}]$ .....	91
5.2.4. COMPARAÇÃO DAS ANÁLISES EFECTUADAS .....	92
<b>5.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA VIA</b> .....	96
5.3.1. ACELERAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO .....	96
5.3.2. DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO .....	98
<b>5.4. VERIFICAÇÃO DO CONFORTO DOS PASSAGEIROS</b> .....	98
<b>6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS</b> .....	101
<b>6.1. CONCLUSÕES GERAIS</b> .....	101
<b>6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS</b> .....	106
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	109
<b>ANEXOS</b> .....	113

<b>ANEXO A1</b> – CÓDIGO APDL PARA GERAR MODELO NUMÉRICO C1 .....	A1
<b>ANEXO A2</b> – CÓDIGO APDL PARA GERAR MODELO NUMÉRICO C2 .....	A11
<b>ANEXO A3</b> – CÓDIGO APDL PARA GERAR MODELO NUMÉRICO C3 .....	A25
<b>ANEXO A4</b> – CONFIGURAÇÃO DE CARGAS DOS COMBOIOS REAIS .....	A41



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
Figura 1.1 – Espaço versus tempo de deslocação [1] .....	1
Figura 1.2 – Evolução da rede de alta velocidade mundial [2] .....	2
Figura 1.3 – Rede europeia de alta velocidade no presente a), e o que está previsto para 2025 b) [2].3	3
Figura 1.4 – Rede de alta velocidade em Portugal [5] .....	4
Figura 1.5 – Tipos de comboios reais: a) Convencional, b) Articulado, c) Regular [6] .....	5
Figura 1.6 – Comboio ICE (Alemanha) [7] .....	5
Figura 1.7 – Comboio ETR (Itália) [8] .....	5
Figura 1.8 – Comboio Virgin (Reino Unido) [9] .....	6
Figura 1.9 – Comboio Alfa-pendular (Portugal) [10] .....	6
Figura 1.10 – Comboio TGV (França) [11] .....	7
Figura 1.11 – Comboio Thalys (Bélgica) [12] .....	7
Figura 1.12 – Comboio Eurostar (Canal da Mancha) [13] .....	7
Figura 1.13 – Comboio Talgo (Espanha) [14] .....	8
Figura 1.14 – Séries 500 Shinkansen (Japão) [15] .....	9
Figura 1.15 – Comboio Maglev no aeroporto de Shanghai [16] .....	9
Figura 1.16 – Comboio KTX (Coreia do Sul) [17] .....	9
Figura 1.17 – Ponte de Canelas (foto do autor) .....	10
<b>2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES</b> .....	13
Figura 2.1 – Fontes possíveis de erros [18] .....	14
Figura 2.2 – Amortecimento em função do vão [20] .....	14
Figura 2.3 – Acelerações a meio vão com e sem interacção comboio-ponte [21] .....	16
Figura 2.4 – Factores R e R' para três pontes diferentes [22] .....	17
Figura 2.5 – Intensidades de redução $\gamma$ e $\gamma'$ [22] .....	17
Figura 2.6 – Acelerações máximas para pontes de 5 m e 10 m de vão [22] .....	18
Figura 2.7 – Modelo de cargas móveis [22] .....	20
Figura 2.8 – Modelo de comboio para análises com interacção (adaptado de [25]) .....	21
Figura 2.9 – Validação do programa; a) registos do exemplo da bibliografia [20], b) resultados do modelo de viga gerado .....	26
Figura 2.10 – Modelo de cargas LM71 [6] .....	27

Figura 2.11 – Modelo de cargas SW/0 e SW/2 [6] .....	27
Figura 2.12 – Fluxograma para indicar a necessidade de efectuar análise dinâmica (adaptado de [6]) .....	29
Figura 2.13 – Limites para a frequência natural da estrutura ( $n_0$ ) [6] .....	30
Figura 2.14 – Modelo de cargas HSLM-A [6] .....	30
Figura 2.15 – Modelo de cargas HSLM-B; a) esquema de cargas; b) relação de $d$ e $N$ com $L$ [6] .....	31
Figura 2.16 – Amortecimento adicional ( $\Delta\xi$ ) em função do vão ( $L$ ) [6] .....	33
Figura 2.17 – Deslocamento vertical máximo ( $\delta$ ) para o nível muito bom de conforto ( $b_v=1,0 \text{ m/s}^2$ ), em função da velocidade ( $V - \text{km/h}$ ) [35] .....	37

### **3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE CANELAS** .....

Figura 3.1 – Localização da Ponte de Canelas (vista aérea) .....	40
Figura 3.2 – Ponte de Canelas, tramo Norte (foto do autor) .....	40
Figura 3.3 – Alçado longitudinal da ponte de Canelas [36] .....	40
Figura 3.4 – Corte transversal da ponte de Canelas [36] .....	40
Figura 3.5 – Ponte de Canelas, vista da via (foto do autor) .....	41
Figura 3.6 – Modelo C1: a) Vista geral; b) Detalhe com as dimensões atribuídas .....	46
Figura 3.7 – Modelo C2: a) Vista geral; b) Detalhe com as dimensões atribuídas .....	50
Figura 3.8 – Modelo C3: a) Vista geral; b) Detalhe com as dimensões atribuídas .....	52
Figura 3.9 – Oito primeiros modos de vibração obtidos para o modelo C1 .....	54
Figura 3.10 – 12º modo de vibração do modelo C1 .....	55
Figura 3.11 – Oito primeiros modos de vibração (modelo C2) .....	56
Figura 3.12 – Dez primeiros modos de vibração do tramo 2 (modelo C3) .....	59
Figura 3.13 – Variação das frequências do 1º modo de flexão vertical (modelo C2) .....	63
Figura 3.14 – Variação das frequências do 1º modo de torção (modelo C2) .....	64
Figura 3.15 – Superfície de erro (modelo C2) .....	65
Figura 3.16 – Variação das frequências do 1º modo de flexão vertical (modelo C3) .....	66
Figura 3.17 – Variação das frequências do 1º modo de torção (modelo C3) .....	66
Figura 3.18 – Superfície de erro (modelo C3) .....	67

### **4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE CANELAS** .....

Figura 4.1 – Valores máximos da aceleração a meio vão em função da velocidade e de $\Delta t$ .....	70
Figura 4.2 – Acelerações a meio vão no modelo C1 em função do número de modos .....	71

Figura 4.3 – Acelerações a meio vão no modelo C2 em função do número de modos .....	72
Figura 4.4 – Acelerações a meio vão no modelo C3 em função do número de modos .....	72
Figura 4.5 – Deslocamento a meio vão do modelo C1 em função do número de modos .....	73
Figura 4.6 – Deslocamento a meio vão no modelo C2 em função do número de modos .....	73
Figura 4.7 – Deslocamento a meio vão do modelo C3 em função do número de modos .....	74
Figura 4.8 – Influência do comprimento do comboio na resposta dinâmica .....	74
Figura 4.9 – Registos temporais do comboio duplo a), e simples b) para a velocidade de 410 km/h ..	75
Figura 4.10 – Posicionamento do perfil usado para controlo das variáveis .....	77
Figura 4.11 – Alinhamentos escolhidos para a passagem das cargas móveis no modelo C1 .....	77
Figura 4.12 – Deslocamento vertical máximo para a passagem dos comboios reais (modelo C1) .....	78
Figura 4.13 – Deslocamento vertical máximo para a passagem dos comboios reais (modelo C2) .....	78
Figura 4.14 – Deslocamento vertical máximo para a passagem dos comboios reais (modelo C3) .....	79
Figura 4.15 – Comparação dos deslocamentos nos três modelos para todos os comboios .....	80
Figura 4.16 – Aceleração vertical máxima para a passagem dos comboios reais (modelo C1) .....	81
Figura 4.17 – Aceleração vertical máxima para a passagem dos comboios reais (modelo C2) .....	81
Figura 4.18 – Aceleração vertical máxima para a passagem dos comboios reais (modelo C3) .....	81
Figura 4.19 – Comparação das acelerações nos três modelos para todos os comboios .....	82
Figura 4.20 – Evolução do deslocamento vertical estático em função do posicionamento do comboio .....	83
Figura 4.21 – Evolução temporal do deslocamento a meio vão para a passagem do TGV .....	84
Figura 4.22 – Evolução temporal do deslocamento a meio vão para a passagem do ICE .....	85
Figura 4.23 – Evolução temporal do deslocamento a meio vão para a passagem do Talgo .....	85
Figura 4.24 – Evolução temporal do deslocamento a meio vão para a passagem do Alfa .....	86

## **5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE CANELAS .....**

89

Figura 5.1 – Resultados de deslocamento máximo obtidos com os diferentes tipos de análise para o modelo C1 .....	93
Figura 5.2 – Resultados de deslocamento máximo obtidos com os diferentes tipos de análise para o modelo C2 .....	94
Figura 5.3 – Resultados de deslocamento máximo obtidos com os diferentes tipos de análise para o modelo C3 .....	95
Figura 5.4 – Comparação das acelerações obtidas com o limite regulamentar .....	97
Figura 5.5 – Nível de conforto .....	99



## ÍNDICE DE QUADROS

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
Quadro 1.1 – Quilómetros de linhas de alta velocidade no mundo [2] .....	2
Quadro 1.2 – Comboios de alta velocidade europeus .....	8
<b>2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES</b> .....	13
Quadro 1.1 – Esquema da metodologia iterativa para análise da interação comboio-ponte [28] .....	22
Quadro 2.2 – Valores característicos dos modelos SW/0 e SW/2 .....	27
Quadro 2.3 – Características do modelo HSLM-A [6] .....	31
Quadro 2.4 – Valores de amortecimento [6] .....	32
Quadro 2.5 – Valores limite de empeno do tabuleiro [35] .....	36
Quadro 2.6 – Níveis de conforto recomendados [35] .....	37
<b>3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE CANELAS</b> .....	39
Quadro 3.1 – Materiais da modelação .....	42
Quadro 3.2 – Tipo de elementos usados .....	43
Quadro 3.3 – Características atribuídas ao elemento SHELL63 .....	44
Quadro 3.4 – Características atribuídas ao elemento BEAM44 .....	44
Quadro 3.5 – $G_{neop}$ e Coeficiente $R_{din}$ para cargas dinâmicas segundo Lee [42] .....	45
Quadro 3.6 – Coeficiente $\gamma$ [42] .....	45
Quadro 3.7 – $E_{neop}$ e $K_v$ do neoprene .....	45
Quadro 3.8 – Características atribuídas ao elemento COMBIN14 .....	46
Quadro 3.9 – Alinhamentos longitudinais do modelo C1 .....	47
Quadro 3.10 – Alinhamentos transversais do modelo C1 .....	47
Quadro 3.11 – Massas do modelo C1 ( $L=11,6$ m) .....	48
Quadro 3.12 – Alinhamentos longitudinais do modelo C2 .....	49
Quadro 3.13 – Alinhamentos transversais do modelo C2 .....	50
Quadro 3.14 – Massas do modelo C2 .....	51
Quadro 3.15 – Massas do modelo C3 .....	52
Quadro 3.16 – Dimensão dos modelos de elementos finitos .....	52
Quadro 3.17 – Descrição dos 8 modos de vibração do modelo C1 .....	54
Quadro 3.18 – Descrição dos 20 primeiros modos de vibração do modelo C2 .....	57

Quadro 3.19 – Descrição dos 20 primeiros modos de vibração do modelo C3.....	60
Quadro 3.20 – Correspondência entre modos de vibração (frequências [Hz]).....	60
Quadro 3.21 – Frequências e amortecimento identificados para o tramo Norte [36].....	61
Quadro 3.22 – $K_v$ e $K_h$ dos apoios em função da dureza Shore do neoprene.....	62
Quadro 3.23 – Frequências encontradas para alterações do módulo de elasticidade do balastro.....	62
Quadro 3.24 – Frequências encontradas para alterações do módulo de elasticidade do betão.....	63
Quadro 3.25 – Frequências encontradas para alterações da densidade do balastro.....	63
Quadro 3.26 – Frequências encontradas para alterações da rigidez dos apoios.....	63
Quadro 3.27 – Variabilidade do 1º modo de flexão vertical.....	64
Quadro 3.28 – Variabilidade do 1º modo de torção.....	64
Quadro 3.29 – Variabilidade do erro (modelo C2).....	65
Quadro 3.30 – Variabilidade do erro (modelo C3).....	66
Quadro 3.31 – Correspondência entre modos dos modelos calibrados.....	68
Quadro 3.32 – Massas dos modelos.....	68

#### **4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE CANELAS..... 69**

Quadro 4.1 – Previsão das velocidades de ressonância para o modelo C1.....	75
Quadro 4.2 – Previsão das velocidades de ressonância para o modelo C2.....	76
Quadro 4.3 – Previsão das velocidades de ressonância para o modelo C3.....	76
Quadro 4.4 – Deslocamentos para velocidades ressonantes de cada modelo (mm).....	80
Quadro 4.5 – Deslocamento estático e dinâmico máximo e respectivas velocidades.....	84

#### **5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE CANELAS..... 89**

Quadro 5.1 – Deslocamentos estáticos $\Phi_2 \times \delta_{LM71}$ (mm).....	90
Quadro 5.2 – Coeficiente $\varphi''$ .....	90
Quadro 5.3 – Deslocamentos estáticos máximos do tabuleiro ( $\delta_{sta}$ ) (mm).....	91
Quadro 5.4 – Deslocamentos $(1+\varphi'+0,5\varphi'')$ x $\delta_{sta}$ máximos registados.....	91
Quadro 5.5 – Deslocamentos $(1+\varphi'_{dyn}+0,5\varphi'')$ x $\delta_{sta}$ máximos do tabuleiro.....	91
Quadro 5.6 – Deslocamentos obtidos pelos diferentes tipos de análise para o modelo C1 (mm).....	92
Quadro 5.7 – Deslocamentos obtidos pelos diferentes tipos de análise para o modelo C2 (mm).....	92
Quadro 5.8 – Deslocamentos obtidos pelos diferentes tipos de análise para o modelo C3 (mm).....	92
Quadro 5.9 – Velocidades limite para cumprir a aceleração máxima do tabuleiro.....	98

Quadro 5.10 – Deslocamento vertical máximo pela aplicação do modelo de cargas LM71 (mm).....	98
Quadro 5.11 – Relação $L/\delta$ para os três modelos .....	98
Quadro 5.12 – Velocidades máximas para cada nível de conforto .....	99
<b>6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>101</b>
Quadro 6.1 – Número de modos obtidos para cada modelo .....	102
Quadro 6.2 – Número de modos obtidos para cada modelo após a calibração.....	103









# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

O grande desenvolvimento económico e tecnológico da segunda metade do século XX provocou, entre outras coisas, um grande aumento na procura de serviços de transportes. Procura cada vez mais exigente, tanto a nível do conforto como da rapidez oferecidos pelos serviços. As exigências impostas por um contínuo aumento do nível de vida impulsionaram a evolução do transporte aéreo, rodoviário e ferroviário.

Este cenário é particularmente visível na Europa e nos países ditos desenvolvidos. A criação da Comunidade Económica Europeia (CEE) em 1957, com a assinatura do Tratado de Roma, e do consequente acordo de Schengen em 1985 trouxe um outro conceito de mobilidade. Num continente multicultural, de países relativamente pequenos e com pouca população, tornou-se imperativo a livre circulação de pessoas e bens, para um desenvolvimento integrado, coeso e competitivo do espaço europeu.

Este desenvolvimento social, em paralelo com o aparecimento do transporte ferroviário de alta velocidade em 1981 e do transporte aéreo *low-cost* no final da década de oitenta, tornou a Europa cada vez mais pequena, onde as distâncias são percorridas em cada vez menos tempo (Figura 1.1).

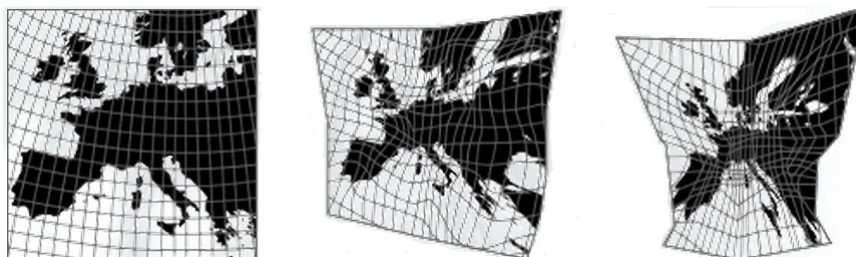


Figura 1.1 – Espaço *versus* tempo de deslocação [1]

As linhas ferroviárias de alta velocidade são a evolução natural do transporte ferroviário, e são particularmente competitivas para distâncias desde trezentos até mil quilómetros, proporcionando menores tempos de viagem e maior conforto, quando comparadas com o transporte rodoviário e aéreo. A geografia europeia é sem dúvida enquadrada neste conceito, uma vez que os principais núcleos urbanos estão afastados entre si daquelas distâncias. Para além disso, a costa recortada do velho continente permite a interligação com os transportes marítimos. Um sistema de transportes eficaz é, do ponto de vista do autor, aquele que permite articular todos os meios de transporte. Faz todo o sentido, portanto, fazer com que linhas de alta velocidade se cruzem com aeroportos, por exemplo.

O transporte ferroviário apresenta algumas vantagens em relação aos outros tipos de transporte, como o transporte aéreo e o rodoviário. Menores custos de transporte, menor emissão de gases nocivos ao ambiente, redução da dependência dos combustíveis fósseis que tendem a acabar, conforto e reduzido número de acidentes, são características positivas deste tipo de transporte.

Estes motivos foram determinantes para a implementação com sucesso da alta velocidade na Europa Ocidental e no Japão. Já nos Estados Unidos, as excessivas distâncias entre as principais cidades (com exceção de alguns corredores como o Boston-Nova Iorque-Washington e San Francisco-Los Angeles-San Diego) impediu a expansão ao mesmo ritmo dos comboios de alta velocidade, uma vez que deixa de ser um transporte competitivo face ao transporte aéreo, em termos de tempo de viagem.

O transporte ferroviário de alta velocidade teve início em 1964 no Japão, numa linha que unia Tóquio a Osaka à velocidade de 210 km/h. O sucesso desta linha permitiu a expansão da rede de alta velocidade japonesa, que hoje cobre praticamente todo o território. A China e a Coreia do Sul têm hoje também a sua rede de alta velocidade, tal como os Estados Unidos e a Turquia. Até aos dias de hoje, a extensão de linhas de alta velocidade existentes a nível mundial teve um crescimento exponencial (Figura 1.2).

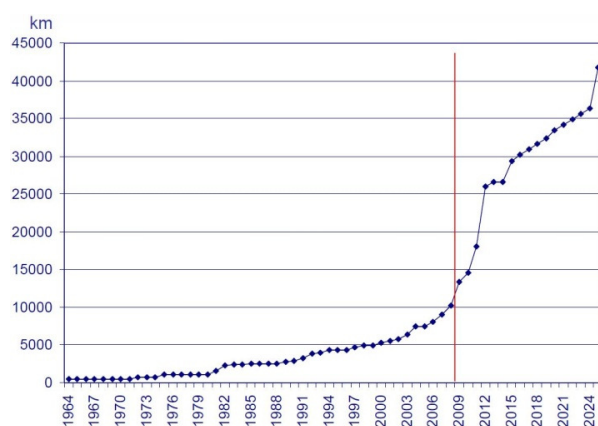


Figura 1.2 – Evolução da rede de alta velocidade mundial [2]

Na Europa entrava em serviço quinze anos mais tarde, em 1981, em França, a ligação Paris-Lyon. França tornou-se líder, desde então, do transporte ferroviário de alta velocidade na Europa. A rede europeia expandiu-se nos anos seguintes para a Alemanha, Itália, Espanha, Bélgica, Holanda e Reino Unido. Actualmente a rede continua em expansão para países fronteiriços daqueles, entre os quais Portugal (Figura 1.3), prevendo-se que em 2025 tenha uma extensão de 17565 km (Quadro 1.1) [2].

Quadro 1.1 – Quilómetros de linhas de alta velocidade no mundo [2]

	Em funcionamento	Em construção	Planeado	Total
Europa	6161	2903	8501	17565
Asia	6891	7878	6683	21452
Outros <sup>1</sup>	362	0	2395	2757

<sup>1</sup> Marrocos, Argentina, Brasil, EUA

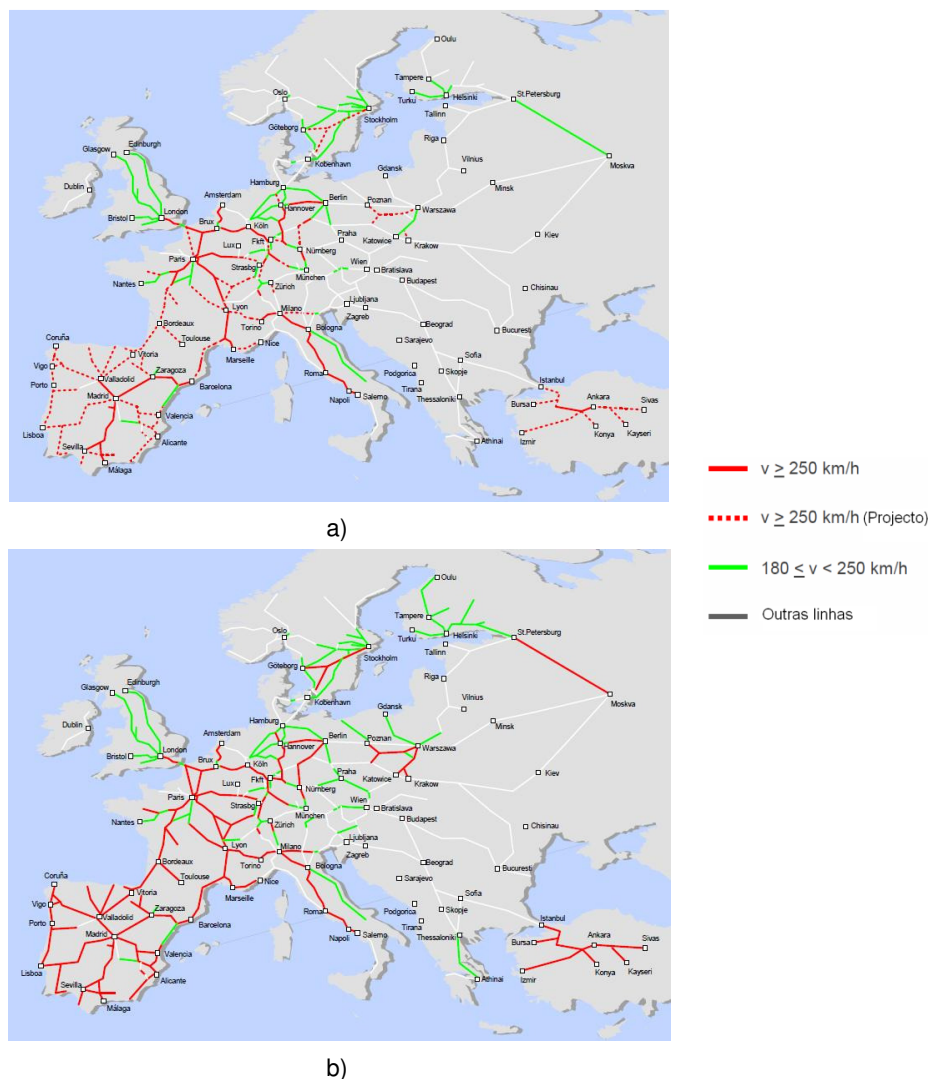


Figura 1.3 – Rede europeia de alta velocidade no presente a), e o que está previsto para 2025 b) [2]

Os primeiros estudos sobre a implementação de linhas de alta velocidade em Portugal datam do início dos anos noventa. Desde então, adoptou-se uma política de investimento na modernização das actuais linhas férreas e actualmente a alta velocidade é um objectivo claro, procurando efectuar ligações à restante rede europeia.

Na XIX Cimeira Luso-Espanhola da Figueira da Foz em 2003 [3], foram acordadas quatro ligações ibéricas: uma a Norte (a ligação Porto-Vigo), a ligação Aveiro-Salamanca, Lisboa-Madrid, e a ligação Faro-Huelva a Sul. Para além destas, foi ainda prevista a ligação nacional Porto-Lisboa (Figura 1.4). A intenção de realizar estas ligações ferroviárias foi reafirmada na XXI Cimeira entre os dois países [4], em 2005 em Évora.

A implementação da alta velocidade traz consigo desafios a nível das estruturas que não se pensavam no dimensionamento das linhas convencionais. Os efeitos dinâmicos decorrentes da passagem dos veículos a velocidades elevadas podem assumir especial importância, uma vez que propiciam fenómenos de ressonância até então não experimentados.



	Lisboa-Madrid	Lisboa-Porto	Porto-Vigo
Tempo	2h45	1h15	1h
Tráfego	Misto	Passageiros	Misto
Extensão em Portugal	203 km	292 km	100 km
Início de exploração	2013	2017	2015
Velocidade	350 km/h	300 km/h	250 km/h

Figura 1.4 – Rede de alta velocidade em Portugal [5]

Para atender a estes efeitos, foram introduzidas normas europeias com procedimentos e verificações que devem ser tidos em conta no dimensionamento das pontes, relacionados com a segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

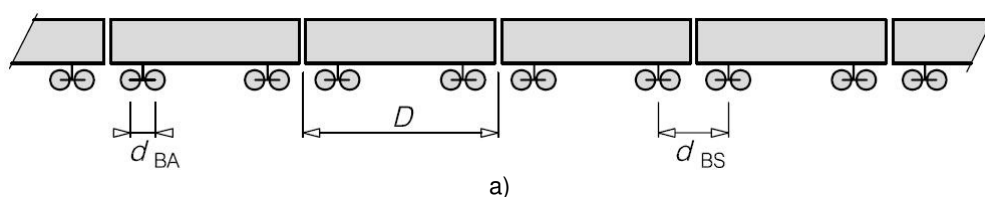
As futuras linhas de alta velocidade em Portugal irão provavelmente ser construídas de raiz em toda a sua extensão. Irão ser necessárias, indubitavelmente, obras de arte em muitos troços, uma vez que o nosso país tem um relevo acidentado, nomeadamente a Norte.

Desta forma torna-se importante realizar investigações sobre as pontes em vias ferroviárias. Este trabalho trata, em particular, de uma ponte situada na actual Linha do Norte cujo comportamento dinâmico é alvo de estudo. Como se trata de uma ponte mista do tipo *filler beam*, bastante utilizada em linhas de alta velocidade, este trabalho reveste-se de especial interesse.

## 1.2. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE EXISTENTES

Os comboios podem ser classificados, de acordo com a sua configuração, em três tipos (Figura 1.5):

- Convencionais, em que cada carruagem tem dois bogies, cada um possuindo dois eixos. Neste tipo de comboios enquadram-se o ICE, ETR, o VIRGIN e o Alfa-pendular;
- Articulados, em que cada carruagem partilha os dois bogies com as carruagens adjacentes, estando estes centrados na articulação entre carruagens. São deste tipo os comboios THALYS, EUROSTAR e TGV;
- Regulares, em que cada carruagem partilha não um bogie com as carruagens adjacentes como nos articulados, mas sim apenas um eixo centrado na articulação. O comboio TALGO é um exemplo deste tipo de comboios.



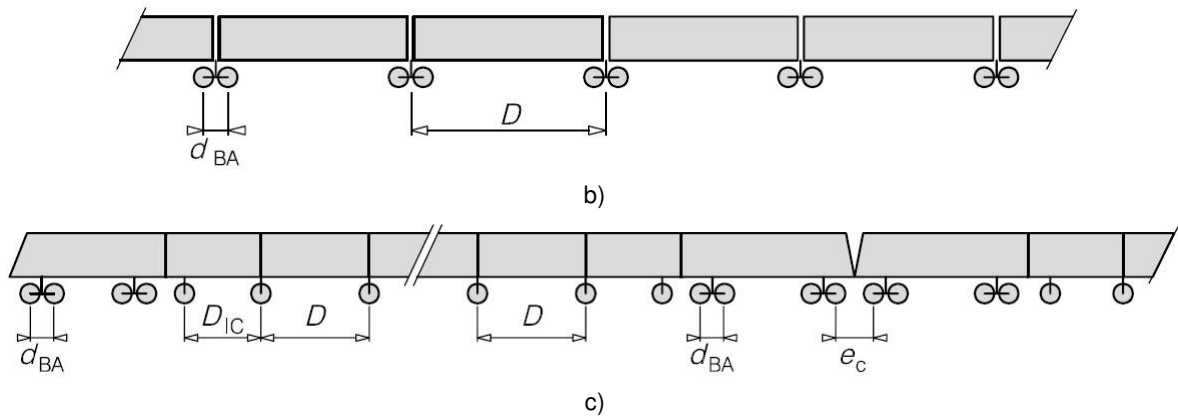


Figura 1.5 – Tipos de comboios reais: a) Convencional, b) Articulado, c) Regular [6]

### 1.2.1. COMBOIOS CONVENCIONAIS

O ICE, abreviatura de Intercity-Express, está predominantemente em circulação na Alemanha, circulando também em ligações internacionais para a Áustria, Suíça, Holanda, Bélgica, França e Dinamarca (Figura 1.6). A velocidade máxima de circulação na Alemanha é de 300 km/h em algumas linhas, podendo atingir 330 km/h.



Figura 1.6 - Comboio ICE (Alemanha) [7]

O comboio de alta velocidade italiano, o ETR, entrou em circulação no início dos anos noventa (Figura 1.7). A velocidade máxima de circulação é de 300 km/h, tendo já atingido 362 km/h.



Figura 1.7 - Comboio ETR (Itália) [8]

O comboio Virgin opera no Reino Unido desde o final dos anos oitenta, sendo que os modelos mais modernos, que atingem a velocidade de 225 km/h, entraram em circulação em 2002 (Figura 1.8).



Figura 1.8 - Comboio Virgin (Reino Unido) [9]

Em Portugal, o Alfa é o comboio mais rápido a circular actualmente (Figura 1.9). Atinge a velocidade de 220 km/h. Possui uma tecnologia de pendulação activa que o permite circular em curva a velocidades elevadas, tecnologia essa que dá o nome ao comboio. Foi baseado num modelo do ETR italiano e está em circulação desde o final dos anos noventa.



Figura 1.9 - Comboio Alfa-pendular (Portugal) [10]

### 1.2.2. COMBOIOS ARTICULADOS

O TGV é o comboio de alta velocidade francês gerido pela operadora ferroviária francesa SNCF (Figura 1.10). Foi desenvolvido nos anos setenta pela actual Alstom. Inicialmente pensado para ser movido a gás, evoluiu para ser movido a energia eléctrica. Após a viagem inaugural em 1981 entre Paris e Lyon, a rede do TGV centrada em Paris, expandiu-se para outras cidades francesas e para países vizinhos. Atraídos pelo sucesso da rede de alta velocidade francesa, Espanha, Bélgica, Alemanha e Itália avançaram para a construção da sua própria rede de alta velocidade. A actual velocidade de circulação nas linhas de alta velocidade é de 320km/h, tendo já alcançado 574,8 km/h em testes. Tem um comprimento de cerca de 470 m.





Figura 1.10 – Comboio TGV (França) [11]

O Thalys é um comboio de alta velocidade internacional que operou originalmente na linha entre Paris e Bruxelas (Figura 1.11). Hoje este comboio faz ligações entre Paris, Bruxelas, Amesterdão e Colónia. A sua velocidade máxima é de 300km/h e tem um comprimento de cerca de 394 m.



Figura 1.11 – Comboio Thalys (Bélgica) [12]

O Eurostar é um comboio de alta velocidade que faz a ligação de Londres a Paris e Bruxelas através do Canal da Mancha (Figura 1.12). A sua velocidade máxima é de 300 km/h.



Figura 1.12 - Comboio Eurostar (Canal da Mancha) [13]

### 1.2.3. COMBOIOS REGULARES

O comboio espanhol, Talgo, é caracterizado pela tecnologia das rodas, que não estão unidas por um eixo e cada par apoia a extremidade de duas carruagens (Figura 1.13). A suspensão também oferece maior conforto aos passageiros através do sistema de pendulação em curva. Para além disso adapta-se a diferentes bitolas, necessário na fronteira entre Espanha e França, onde passa de 1668 mm para 1435 mm, respectivamente.



Figura 1.13 - Comboio Talgo (Espanha) [14]

Apresentam-se de seguida as características principais dos comboios reais descritos anteriormente, resumidas no Quadro 1.2.

Quadro 1.2 – Comboios de alta velocidade europeus

Comboio	Velocidade de circulação (km/h)	Distância entre eixos (m)	Carga por eixo (kN)	Comprimento (m)	Tipologia
ICE	300	27,3	195 / 112	350,52	Convencional
ETR	300	28,2	187 / 120	295,7	Convencional
VIRGIN	225	21,8	170	258,7	Convencional
ALFA	220	25,9	132,8	151,2	Convencional
TGV	320	18,7	170 / 163	468,14	Articulado
THALYS	300	18,7	170 / 163	393,34	Articulado
EUROSTAR	300	18,7	170	386,67	Articulado
TALGO	330	13,4	170	356,05	Regular

### 1.2.4. REDES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE NA ÁSIA

Shinkansen é o nome da rede de alta velocidade japonesa, pioneira no mundo (Figura 1.14). É constituída por várias linhas, cada uma com um nome específico, sendo que o tipo de comboio a circular tem o nome genérico de Shinkansen. Podem ter até 400 m de comprimento e viajam regularmente a velocidades na ordem dos 300 km/h, sendo que a velocidade máxima atingida em 2003 foi de 581 km/h pelo comboio de alta tecnologia de levitação magnética, Maglev.



Figura 1.14 – Séries 500 Shinkansen (Japão) [15]

O investimento da China nas vias-férreas de alta velocidade é recente. O rápido crescimento económico daquele país proporcionou a criação de milhares de quilómetros de linhas em pouco tempo, estando em contínua expansão. A velocidade de circulação é de 350 km/h em algumas linhas. Contam também com o comboio de levitação magnética numa ligação ao aeroporto de Shanghai (Figura 1.15).



Figura 1.15 – Comboio Maglev no aeroporto de Shanghai [16]

Na Coreia do Sul o comboio de alta velocidade é o KTX (Figura 1.16). Entrou em funcionamento em 2004 e atingiu a velocidade de 352 km/h numa viagem de teste, sendo que a velocidade normal de circulação é de 300 km/h.



Figura 1.16 – Comboio KTX (Coreia do Sul) [17]

### 1.3. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS

Um sistema ferroviário de alta velocidade encontra-se em implementação em Portugal, o que permitirá a integração do país numa vasta rede europeia. A experiência dos países com este tipo de sistemas demonstra que o tráfego de alta velocidade impõe um conjunto de novas exigências às pontes, de forma a limitar as vibrações que tendem a surgir como consequência dos fenómenos de ressonância. Estes fenómenos podem originar níveis de vibração muito elevados, especialmente no caso de pontes de pequeno vão. O presente trabalho surge neste contexto. É desenvolvida a modelação numérica de uma ponte ferroviária com tabuleiro misto aço-betão, situada na Linha do Norte (Figura 1.17), efectuada a calibração com base em resultados experimentais disponíveis e realizados estudos da resposta dinâmica da ponte para cenários de tráfego de comboios de alta velocidade.



Figura 1.17 – Ponte de Canelas (foto do autor)

Com este trabalho pretendeu-se dar um contributo aos vários trabalhos de investigação existentes nesta área. O grande objectivo é, tal como o título sugere, a análise do comportamento dinâmico de pontes de pequeno vão em vias de alta velocidade. Para a modelação do caso de estudo foi utilizado o programa de cálculo em elementos finitos ANSYS 12.0, sendo que a metodologia adoptada para a simulação através de cargas móveis envolveu o programa de cálculo Matlab2009.

A dissertação é organizada em seis capítulos que serão sucintamente descritos de seguida.

No presente capítulo, a “Introdução”, é feito um enquadramento geral do tema, descrevendo em que contexto se insere a temática do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias para tráfego de alta velocidade. São referidos alguns comboios de alta velocidade que circulam actualmente, com particular destaque para a rede ferroviária europeia, cujos comboios e respectivas configurações de cargas irão ser utilizados no quarto capítulo, no âmbito das análises dinâmicas da ponte. Por fim, são apresentados os objectivos do trabalho e a sua organização.

No segundo capítulo, intitulado “Fundamentos teóricos e regulamentares”, são apresentadas algumas particularidades relacionadas com as pontes de pequeno vão, nomeadamente no que se refere aos factores que contribuem para as divergências vulgarmente encontradas entre os resultados experimentais e cálculos efectuados, tais como a rigidez dos apoios, o cálculo efectuado com ou sem modelação do comboio e ainda a influência da distribuição de cargas pela via. São também apresentadas as metodologias de análise dinâmica mais comuns, bem como os métodos para a resolução das equações de equilíbrio dinâmico. Os aspectos regulamentares presentes nas normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2 são indicados, nomeadamente para a verificação dos estados limite de segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

No terceiro capítulo, com o título “Modelação numérica da ponte de Canelas”, é inicialmente apresentada a ponte que serve de base ao presente estudo. De seguida, é descrito o processo de geração

de três modelos de elementos finitos desenvolvidos: um modelo onde apenas se considera a estrutura de apenas um tramo; um outro onde são modelados dois tramos sucessivos, a via e um prolongamento da mesma; e um terceiro modelo onde se inclui a segunda via e respectivo tabuleiro. São apresentados os resultados da análise modal e finalmente é feita a calibração dos modelos com base em resultados experimentais disponíveis.

No quarto capítulo, intitulado “Análise dinâmica da ponte de Canelas”, é feito inicialmente um estudo prévio onde se pretende analisar a influência do incremento de tempo, do número de modos de vibração na análise das acelerações e ainda a influência do comprimento do comboio. De seguida, são apresentados os resultados das análises dinâmicas no que diz respeito a deslocamentos e acelerações a meio vão, para cenários de tráfego dos comboios de alta velocidade europeus apresentados no primeiro capítulo. São também indicados os registos temporais de deslocamentos para um comboio representativo de cada tipo. As respostas dinâmicas dos três modelos desenvolvidos são comparadas em todos os estudos efectuados.

No quinto capítulo, com o título “Avaliação do comportamento dinâmico da ponte de Canelas”, são apresentados os resultados da verificação de segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros, de acordo com os regulamentos indicados no segundo capítulo. A segurança estrutural é verificada pela comparação dos deslocamentos estáticos obtidos pela aplicação do modelo de cargas LM71, com os resultados das análises dinâmicas efectuadas. Relativamente à segurança da via, os resultados das análises dinâmicas efectuadas no capítulo anterior, no que diz respeito às acelerações, são comparados com o limite regulamentar, assim como o nível de deformação da via decorrente da aplicação do modelo de cargas LM71. Por fim, o conforto dos passageiros é avaliado pelo método simplificado descrito nas normas. As verificações efectuadas neste capítulo aplicam-se aos três modelos de elementos finitos desenvolvidos.

Por fim, no capítulo “Conclusões e desenvolvimentos futuros”, são apresentadas as conclusões do trabalho e as perspectivas de investigações futuras.



# 2

## FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES

### 2.1. INTRODUÇÃO

Os efeitos dinâmicos devidos ao tráfego ferroviário são habitualmente tidos em conta no dimensionamento de pontes em linhas convencionais, tomando os efeitos estáticos de modelos de cargas, considerados envolventes de todos os possíveis comboios reais em circulação, majorados por um coeficiente de amplificação dinâmica. Este é o procedimento normal para linhas férreas cuja velocidade de circulação se limita a 200 km/h.

Com o desenvolvimento e a introdução de veículos que atingem velocidades superiores, começaram a surgir problemas dinâmicos associados à repetição dos ciclos de carga que os comboios provocam, nomeadamente efeitos ressonantes até então desconhecidos.

Nesse sentido e no âmbito da implementação de um sistema ferroviário de alta velocidade na Europa, foram incluídas nas normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2 um conjunto de regras de dimensionamento e limitações da resposta dinâmica de pontes, com vista a responder às exigências da interoperabilidade da rede europeia de alta velocidade.

Neste capítulo são expostos os principais aspectos referentes ao dimensionamento de pontes ferroviárias previstos naquelas normas, nomeadamente o que se refere a acções verticais estáticas provocadas pelos modelos de cargas, à necessidade de efectuar análises dinâmicas e os seus requisitos, assim como também as verificações de segurança a efectuar, tanto a nível estrutural como da segurança da própria via e do conforto dos passageiros.

São ainda apresentadas as principais metodologias de análise dinâmica, bem como as particularidades das pontes de pequeno vão, o tipo de pontes em análise neste trabalho.

### 2.2. COMPORTAMENTO DINÂMICO DAS PONTES FERROVIÁRIAS DE PEQUENO VÃO

As pontes de pequeno vão são aquelas que mais frequentemente se encontram nas linhas férreas, nomeadamente em meios urbanos, e estão sujeitas a grandes variações de carregamento. São aquelas também cujo comportamento dinâmico é mais difícil de prever, uma vez que há grandes divergências entre resultados experimentais e cálculos efectuados. Ajustar as propriedades dos modelos, tais como rigidez, massa e amortecimento é insuficiente para caracterizar correctamente o comportamento destas estruturas.

Estas divergências podem ter origem nos aspectos ilustrados na Figura 2.1 e descritos de seguida [18]:

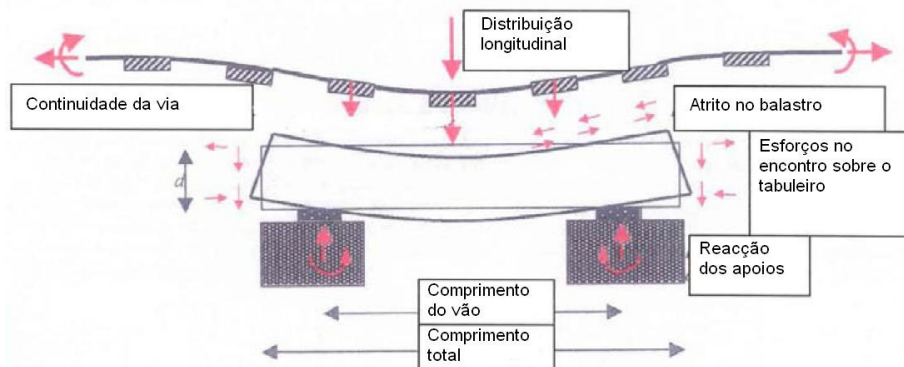


Figura 2.1 – Fontes possíveis de erros [18]

- A definição do verdadeiro comprimento do vão é difícil de definir porque o tamanho e o comportamento dos apoios passam a ser importantes;
- O comportamento transversal da laje, relacionado com a largura do tabuleiro, deve ser tido em conta;
- As pequenas consolas nas extremidades também afectam a distribuição de forças pelo tabuleiro e o seu comportamento dinâmico;
- Nos encontros geram-se esforços que conferem alguma rigidez à extremidade da via, impedindo a rotação livre da laje;
- A continuidade da via, em particular dos carris, tem impacto na distribuição do carregamento;
- A interacção comboio-via-ponte é também importante, assim como a consideração do balastro;
- O amortecimento criado pelas condições de apoio e pela própria passagem do comboio deixa de ser desprezável;
- Irregularidades no traçado e defeitos nas rodas dos veículos.

No que diz respeito ao amortecimento, várias investigações foram feitas pela comissão de especialistas ERRI D-214 para averiguar se existia alguma correlação entre o tipo de ponte e o amortecimento medido experimentalmente. O estudo demonstrou ser apropriado dividir as pontes ferroviárias em quatro categorias: metálicas, de betão, mistas e do tipo *filler beam*.

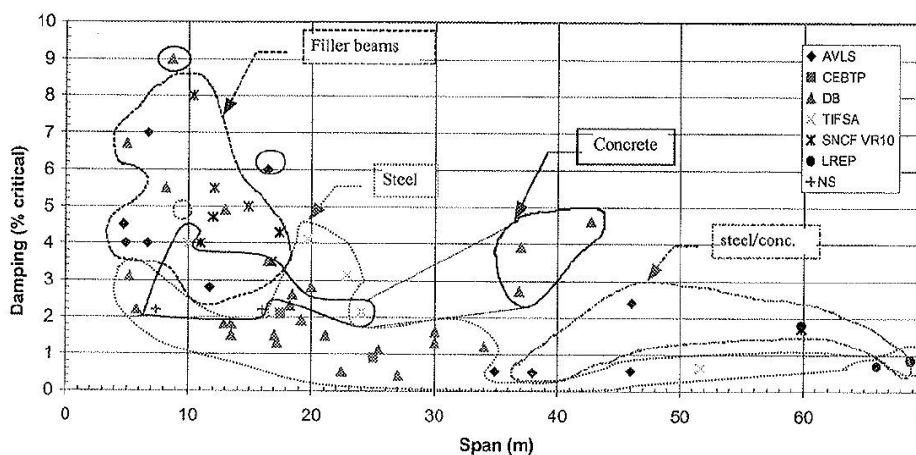


Figura 2.2 – Amortecimento em função do vão [19]



A Figura 2.2 apresenta os resultados dessas investigações, onde existe alguma correlação entre o amortecimento e o vão, sendo que para vãos mais pequenos o amortecimento tende a ser maior. De notar que para pontes do tipo *filler beam*, o tipo de ponte em estudo neste trabalho, registam-se valores de amortecimento elevados, entre 3% e 8%.

Um outro aspecto particular das pontes ferroviárias de pequeno vão é o facto de estas estarem sujeitas a um número reduzido de cargas, considerando o habitual espaçamento entre eixos dos comboios. Relativamente a este aspecto, e conforme referido adiante, a norma EN1991-2 propõe uma alternativa ao modelo de cargas HSLM-A para pontes de vão  $L < 7$  m, o HSLM-B. Esta alternativa surge para colmatar a dificuldade do HSLM-A envolver os efeitos nas pontes com aquelas dimensões, onde o comprimento de onda condicionante não é o comprimento das carruagens mas sim a distância entre eixos do mesmo bogie.

### 2.2.1. A RIGIDEZ DOS APOIOS

Um estudo realizado por Dieleman e Fournol [18], com o objectivo de correlacionar resultados experimentais e calculados, centrou-se essencialmente na análise da rigidez dos apoios, factor considerado preponderante nas pontes de pequeno vão.

O estudo teve como base resultados experimentais de algumas pontes, que foram confrontados com resultados calculados para duas situações limite: apoios articulados e encastrados. Como seria de esperar, as frequências naturais foram subestimadas com a utilização de apoios articulados, e sobrestimadas utilizando apoios encastrados. Foi então que se escolheu uma das pontes para calibração dos dois primeiros modos, calibração essa que consistiu na introdução de molas com rigidez vertical e torsional apropriadas. As rigidezes encontradas foram aplicadas nas restantes pontes com resultados positivos.

Apesar das frequências terem sido correctamente calibradas, este estudo permitiu concluir que a rigidez dos apoios é difícil de definir e é um parâmetro bastante sensível na modelação. Contudo, a utilização de apoios elásticos conduz a resultados satisfatórios e deve ser tida em conta.

### 2.2.2. A INTERACÇÃO COMBOIO-PONTE

O comportamento dinâmico de pontes ferroviárias tem sido alvo de diversos estudos desde os primeiros acidentes ferroviários. Destaca-se o contributo de Stokes (1847) e Willis (1849) com o desenvolvimento da equação diferencial para a trajectória de uma massa sobre uma viga em função da velocidade, e mais recentemente por Cruz e Delgado (1995) com o desenvolvimento de uma metodologia com interacção comboio-ponte [20].

Os primeiros estudos foram elaborados maioritariamente com recurso aos modelos de cargas móveis sem interacção do comboio, que não incluem, portanto, a massa dos veículos nem as suas propriedades de amortecimento. Pelo contrário, o efeito do comboio é modelado através de uma sequência de cargas concentradas que se deslocam a uma certa velocidade.

A utilização do método de cargas móveis revela-o conservativo, particularmente para velocidades ressonantes. Por outro lado, para velocidades não ressonantes, os resultados obtidos por este método são semelhantes àqueles obtidos por modelos mais sofisticados com interacção. Para além disto, observa-se uma translação dos picos ressonantes (Figura 2.3), no sentido das velocidades decrescentes, dos modelos com interacção relativamente aos resultados com cargas móveis [21]. Isto deve-se ao

facto de nos modelos com interacção se incluir a massa dos comboios, o que diminui as frequências naturais da estrutura e, conseqüentemente, as velocidades de ressonância.

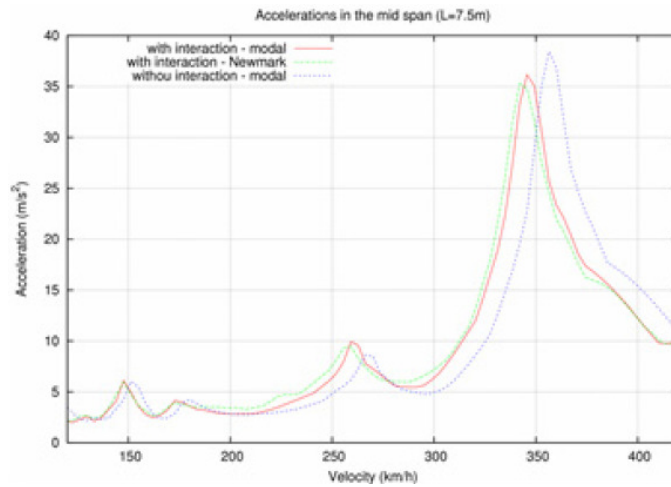


Figura 2.3 – Acelerações a meio vão com e sem interacção comboio-ponte [21]

Na sequência do encerramento da linha francesa *Sud-Est* (Paris-Lyon), onde foram detectadas acelerações excessivas no tabuleiro de algumas pontes [19], conduzindo à liquefacção do balastro e perigo de descarrilamento das composições, a comissão de especialistas ERRI D214 encarregou-se de estudar aqueles problemas.

Num desses estudos [19], verificou-se que para pontes de pequeno vão as acelerações calculadas com recurso ao modelo de cargas móveis eram muito elevadas, superiores ao valor limite a partir do qual problemas de liquefacção do balastro começam a surgir ( $\sim 7\text{m/s}^2$ ). Este facto leva a acreditar que modelos com interacção comboio-ponte são os mais indicados para análise de pontes de pequeno vão [22].

Um estudo da influência deste factor prendeu-se na análise de 25 pontes de 10 m de vão e amortecimento de 1% [22]. Foram seleccionadas cinco frequências fundamentais dentro dos limites da Figura 2.13 da secção 2.5.2.1, igualmente espaçadas entre si. Para cada uma das cinco frequências, foram seleccionadas cinco pontes com diferentes valores de massa e inércia, respeitando dois critérios realistas: o primeiro relacionado com a flecha estática devido ao peso próprio e ao LM71, que se deve situar entre:  $500 \leq L/\delta \leq 3000$ ; o outro relacionado com a massa por unidade de comprimento das pontes, que se deve situar entre 3000 kg/m e 20000 kg/m.

Os factores de redução  $R$  e  $R'$  foram calculados conforme as expressões (2.2) e (2.3), onde o índice  $c$  indica que a grandeza foi calculada com o modelo de cargas móveis e o índice  $i$  indica que se usou a interacção comboio-ponte nos cálculos. O coeficiente de impacto  $\theta$ , é a relação entre a deformação dinâmica de uma ponte de vão  $L$ , coeficiente de amortecimento  $\zeta$ , massa  $m$ , frequência fundamental  $n_0$  e velocidade do comboio  $v$ , e a deformação estática devido ao modelo de cargas LM71.

$$\theta = \frac{f(L, \zeta, m, n_0, \frac{v}{n_0})}{f_{LM71}} \quad (2.1)$$

$$R(\lambda, n_0, I) = \frac{\Phi_c(\lambda) - \Phi_i(\lambda, n_0, I)}{\Phi_c(\lambda)} \times 100 \quad (2.2)$$

$$R'(\lambda, n_0, I) = \frac{a_c(\lambda, n_0, I) - a_i(\lambda, n_0, I)}{a_c(\lambda, n_0, I)} \times 100 \quad (2.3)$$

Da análise dos factores R e R' (Figura 2.4) verificou-se que havia uma proporcionalidade entre as reduções alcançadas para as diferentes pontes. Como tal, tomou-se uma das pontes como sendo de referência e calculou-se as constantes de proporcionalidade  $\gamma$  e  $\gamma'$  a que se chamaram de intensidades de redução.

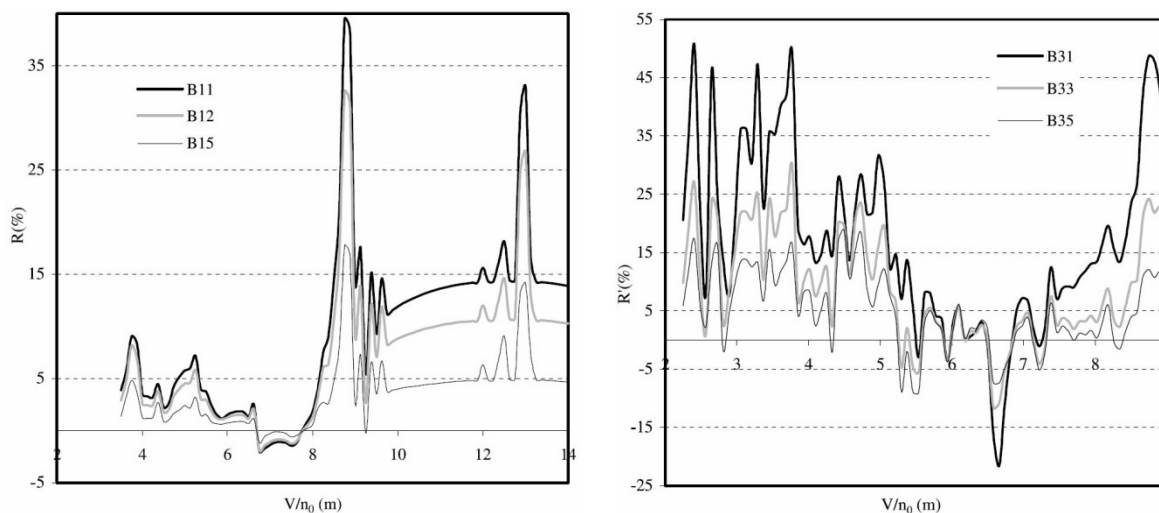


Figura 2.4 – Factores R e R' para três pontes diferentes [22]

O estudo revelou que as intensidades de redução relacionadas com as cinco pontes com a mesma frequência natural diminuem consideravelmente com o aumento da inércia (Figura 2.5), o que indica que para pontes mais robustas (maior massa e inércia), a interacção comboio-ponte é menos relevante do que para pontes mais esbeltas.

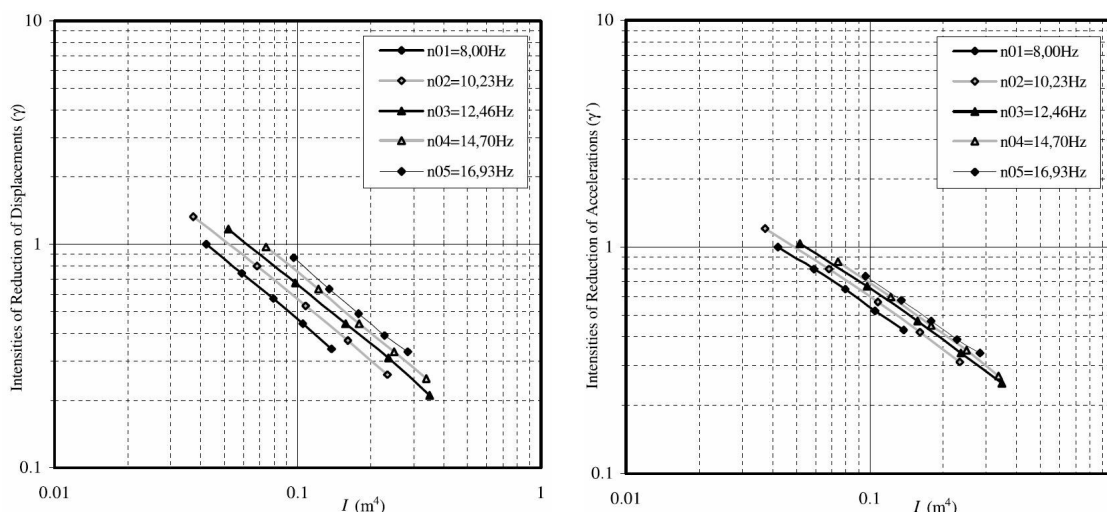


Figura 2.5 – Intensidades de redução  $\gamma$  e  $\gamma'$  [22]

Para além disso, concluiu-se que as intensidades de redução podem ser bem definidas através de expressões numéricas, o que permite calcular de forma aproximada os coeficientes de impacto e as acelerações dos modelos com interacção. Os resultados destas grandezas, alcançados com a interacção comboio-ponte, estão em concordância quase perfeita com aqueles calculados pela forma simplificada.

### 2.2.3. A DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS PELA VIA

Um estudo da influência da distribuição das cargas pela via foi feito com base em nove pontes de referência, de vão desde 4 a 15 m e coeficiente de amortecimento de 1% [22]. Foram analisadas as reduções  $R$ , que dizem respeito ao coeficiente de impacto  $\theta$ ,

$$R = \frac{\theta_c - \theta_d}{\theta_c} \times 100 \quad (2.4)$$

e  $R'$  que se referem às acelerações, onde os índices  $c$  e  $d$  estão para cargas concentradas e distribuídas, respectivamente.

$$R' = \frac{a_{max,c} - a_{max,d}}{a_{max,c}} \times 100 \quad (2.5)$$

Sendo o amortecimento e o comprimento igual para cada uma das pontes de referência, os coeficientes  $R$  e  $R'$  dependem apenas do comprimento de onda. Os resultados são válidos para qualquer ponte cujo vão seja igual ao das pontes de referência.

O estudo das acelerações foi mais aprofundado e revelou que a redução  $R'$  é insignificante para pontes de 10 m, mas importante para pontes de 5 m, especialmente para velocidades mais baixas (Figura 2.6). Globalmente os resultados apontaram para que quanto menor for o comprimento de onda de excitação, maior é a redução de acelerações.

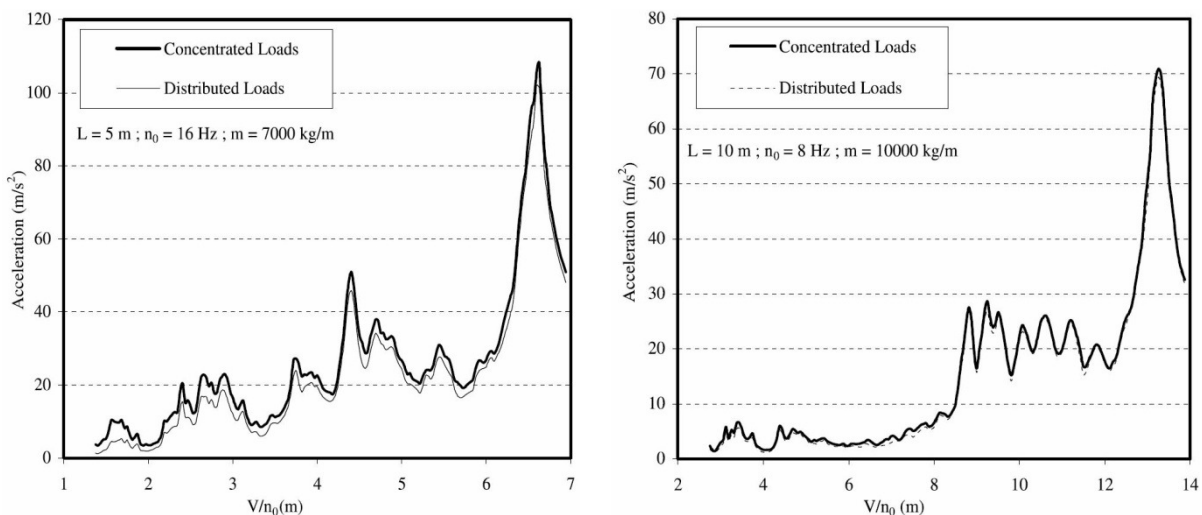


Figura 2.6 – Acelerações máximas para pontes de 5 m e 10 m de vão [22]

## 2.3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

A análise da resposta dinâmica de uma ponte pode ser efectuada com recurso a metodologias analíticas, simplificadas, empíricas ou numéricas.

As metodologias analíticas têm um campo de aplicação reduzido porque, como têm um elevado grau de complexidade, só podem ser usadas no caso de estruturas muito simples como é o caso de vigas simplesmente apoiadas. Por outro lado, têm a vantagem de permitir a compreensão dos princípios básicos que governam a resposta dinâmica do sistema [23].

Baseadas nestas metodologias analíticas, foram desenvolvidas as metodologias simplificadas, das quais se destacam dois métodos: o método da Linha de Influência Residual (LIR) e o método da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER). Estas metodologias são também limitativas, uma

vez que apenas são aplicáveis a vigas simplesmente apoiadas, onde a contribuição do 1º modo de vibração vertical é suficiente para caracterizar o comportamento dinâmico. Estas metodologias desenvolvem uma resposta baseada em séries harmónicas, criando envolvente de resultados, não sendo necessário fazer uma análise dinâmica exaustiva através de metodologias numéricas ou analíticas [25]. Uma descrição detalhada das metodologias simplificadas encontra-se em [19].

As metodologias empíricas resultam de resultados experimentais obtidos em campanhas de monitorização e do seu tratamento estatístico. A sua utilização é por isso limitada a pontes do mesmo tipo daquelas onde se obtiveram os resultados, e se estiverem sujeitas à passagem do mesmo tipo de comboios.

As metodologias numéricas são as mais utilizadas actualmente por permitirem a análise de estruturas mais complexas através, por exemplo, de modelos de elementos finitos. A principal desvantagem destas metodologias é o elevado tempo dispendido nas análises dinâmicas. No entanto, se os modelos forem optimizados e não ficarem excessivamente pesados, juntamente com a crescente capacidade dos computadores, o tempo gasto nas análises pode ser diminuído consideravelmente. As metodologias numéricas podem ser divididas mediante a forma como as cargas são aplicadas na estrutura. A implementação do carregamento pode ser efectuada recorrendo a modelos de cargas móveis ou a modelos que incluam também a modelação do comboio, tratando-se neste caso do chamado modelo com interacção comboio-ponte.

Estas metodologias numéricas são desenvolvidas nos pontos seguintes, sendo que o modelo de cargas móveis foi o utilizado neste trabalho.

### 2.3.1. ANÁLISE DINÂMICA COM CARGAS MÓVEIS

O método com recurso a cargas móveis consiste na aplicação de um conjunto de forças constantes em locais apropriados, nomeadamente sobre os carris, no caso de ser feita a modelação da via, simulando as cargas por eixo dos comboios, circulando a determinada velocidade.

Apesar de se alcançar resultados satisfatórios a nível do comportamento estrutural, a avaliação do comportamento da carruagem, nomeadamente as acelerações para determinação do nível de conforto dos passageiros, é inexistente. A principal vantagem relativamente aos modelos com a modelação do comboio é o tempo de cálculo. No entanto, a exclusão do veículo tende a tornar os resultados conservativos, factor que pode ser importante nas pontes de pequeno vão.

O problema de cargas móveis começa com a formulação das equações de equilíbrio dinâmico associadas a cada grau de liberdade [21]. Em cada ponto e para cada instante de tempo existe o equilíbrio de forças exteriores  $F(t)$  e forças interiores, que se dividem nas forças de inércia  $F_i(t)$ , forças de amortecimento  $F_a(t)$  e forças elásticas  $F_e(t)$ . Esse equilíbrio é traduzido pela seguinte expressão:

$$F_i(t) + F_a(t) + F_e(t) = F(t) \quad (2.6)$$

A equação (2.6) pode ser desenvolvida, sendo que as forças de inércia são obtidas através da multiplicação da matriz de massa global  $M$  pelo vector das acelerações ( $\ddot{u}$ ), as forças de amortecimento através da multiplicação da matriz de amortecimento global  $C$  pelo vector das velocidades ( $\dot{u}$ ), e as forças elásticas são obtidas a partir da multiplicação da matriz de rigidez global  $K$  pelo vector dos deslocamentos ( $u$ ). Assim, a equação (2.6) de equilíbrio dinâmico pode ser escrita da seguinte forma:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (2.7)$$

A definição do carregamento dos comboios é feita aplicando cargas pontuais em cada nó, variáveis no tempo. Para cada intervalo de tempo  $t$  e carga do eixo  $F$ , uma carga nodal  $F_j$  é atribuída ao nó  $J$ , se o eixo do comboio estiver sobre esse nó. O valor de  $F_j$  pode depender linearmente da distância do eixo ao nó. Este procedimento é ilustrado na Figura 2.7.

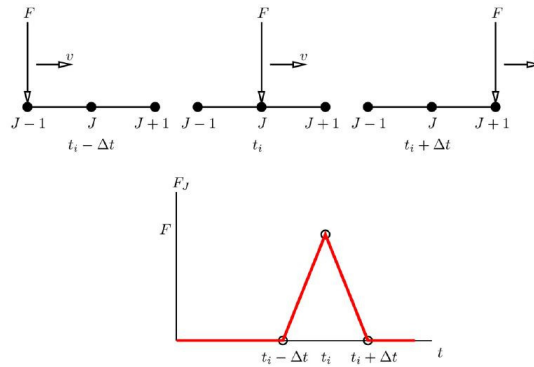


Figura 2.7 – Modelo de cargas móveis [21]

Para a implementação deste processo é necessária também a definição do percurso das cargas móveis, que naturalmente é o alinhamento de nós dos carris, no caso dos modelos com a inclusão da via.

Para a resolução das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico pode recorrer-se a um método de integração directa, como o método de Newmark, ou ao método da sobreposição modal, que se descrevem em 2.4. Os dois métodos geram resultados normalmente bastante semelhantes.

### 2.3.2. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERACÇÃO COMBOIO-PONTE

A consideração do comboio sobre a estrutura na modelação leva a uma representação mais realista do comportamento dinâmico global. O comboio representado por cargas móveis constantes na metodologia anterior é aqui modelado com os seus diversos elementos, como se se tratasse de outra estrutura na análise, tal como ilustrado na Figura 2.8. A consideração de massas rolantes no modelo é determinante no comportamento dinâmico da estrutura, pois introduz um amortecimento adicional e reduz as amplificações dinâmicas. Este amortecimento adicional é tido em conta na norma [6], que propõe uma expressão para contabilizar esse efeito, como se verá adiante (expressão (2.31) na secção 2.5.2.4).

Os diversos elementos do comboio a ser modelado são os seguintes:

- Corpo rígido de massa  $M$  e inércia à rotação  $J$ , simulando as carruagens;
- Molas com constante de rigidez  $K_s$  e amortecimento  $C_s$ , para simular a suspensão secundária que liga a carruagem aos bogies;
- Corpo rígido de massa  $M_b$  e inércia à rotação  $J_b$ , simulando os bogies;
- Molas com rigidez  $K_p$  e amortecimento  $C_p$ , simulando a suspensão primária que liga os bogies ao eixo das rodas;
- Massas concentradas  $M_w$ , simulando as rodas.

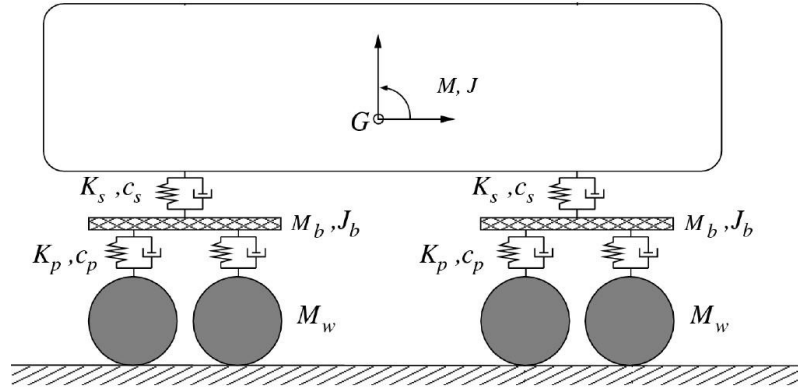


Figura 2.8 – Modelo de comboio para análises com interação (adaptado de [25])

Existem essencialmente duas variantes para o cálculo da interação comboio-ponte. A primeira consiste no cálculo iterativo do sistema [26] e data de 1994, enquanto a segunda variante é mais recente e consiste num método não iterativo que possibilita a análise dinâmica de uma maneira bastante mais rápida e com resultados igualmente rigorosos. Aqui é apenas apresentado o método iterativo. A segunda variante pode ser consultada em [27].

A metodologia iterativa é, então, baseada na hipótese de que a interação é efectuada apenas através de cargas verticais a actuar num único ponto e que as rodas do veículo permanecem sempre em contacto com a via.

A ponte é solicitada por cargas rolantes equivalentes ao peso do comboio e a contribuição da massa processa-se através da força de interação dinâmica. Estas forças são as reacções originadas pela contribuição das forças de inércia e de amortecimento do comboio, que surgem pelo facto da solicitação que se aplica no veículo corresponder aos deslocamentos da ponte.

O sistema comboio-ponte é considerado como duas estruturas independentes calculadas simultaneamente ao longo do tempo, estabelecendo-se as seguintes equações de movimento, onde os índices  $p$  e  $c$  significam ponte e comboio, respectivamente:

$$\begin{cases} M_p \ddot{u}_p(t) + C_p \dot{u}_p(t) + K_p u_p(t) = F_p(t) \\ M_c \ddot{u}_c(t) + C_c \dot{u}_c(t) + K_c u_c(t) = F_c(t) \end{cases} \quad (2.8)$$

Em cada instante a formulação recorre a um processo iterativo, visando a obtenção do equilíbrio global, sendo que cada iteração compreende os seguintes passos [28]:

- As cargas rolantes dos eixos dos comboios são aplicadas na ponte. Cada carga rolante  $F_p(t)$  é obtida através da expressão (2.9), onde  $F_{sta}$  é a força estática de interação e  $F_{dyn}^{i-1}(t)$  é a componente dinâmica da força de interação da iteração anterior. Da resolução do sistema de equações relativas à ponte obtêm-se os respectivos deslocamentos,  $u_p^i(t)$ ;

$$F_p(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t) \quad (2.9)$$

- Ao mesmo tempo, o comboio é submetido à acção de assentamentos de apoio  $u_c^i(t)$ , correspondentes aos deslocamentos  $u_p^{i-1}(t)$  calculados na iteração anterior. Da resolução do sistema de equações relativas ao comboio resultam, para cada eixo, reacções de apoio  $F_c^i(t)$  que constituem o conjunto das forças de interação  $F_{dyn}^i(t)$  a aplicar à ponte na iteração seguinte;
- No fim de cada iteração utiliza-se o seguinte critério de convergência:

$$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)} \quad (2.10)$$

Se a expressão (2.10) for igual ou inferior à tolerância admitida, considera-se a solução satisfatória, avançando-se para o instante de tempo seguinte. Caso contrário, é feita nova iteração.

O Quadro 2.1 resume a metodologia descrita.

Quadro 2.1 – Esquema da metodologia iterativa para análise da interação comboio-ponte [28]

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

## 2.4. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Apresentam-se aqui dois métodos de resolução da equação de equilíbrio dinâmico exposta na secção anterior: o método de Newmark e o método da sobreposição modal.

### 2.4.1. MÉTODO DE NEWMARK

O método de Newmark é um método de integração directa das equações do movimento no tempo, que tem o conceito básico expresso nas equações seguintes ([29] e [30]):

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \int_0^{\Delta t} \ddot{u}(t) dt \quad (2.11)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \int_0^{\Delta t} \dot{u}(t) dt \quad (2.12)$$

O valor de velocidade e deslocamento no instante  $t + \Delta t$  é calculado pela soma destas grandezas no instante  $t$  com o valor do respectivo integral.

No método de Newmark, os integrais das equações base (2.11) e (2.12) são calculados mediante determinados parâmetros conforme as equações seguintes:

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + [(1 - \gamma)\Delta t] \times \ddot{u}(t) + \gamma\Delta t \times \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (2.13)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \times \dot{u}(t) + [(1/2 - \beta)\Delta t^2] \times \ddot{u}(t) + [\beta(\Delta t)^2] \times \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (2.14)$$



Para proceder com este tipo de análise, é necessário definir a forma como a aceleração varia no tempo. Essa definição é feita através dos parâmetros  $\beta$  e  $\gamma$ , que tipicamente tomam valores de  $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$  e  $\gamma = \frac{1}{2}$ .

Nas expressões (2.13) e (2.14), verifica-se que o factor  $\gamma$  confere uma variação linear no contributo da aceleração na alteração da velocidade, enquanto o factor  $\beta$  tem o mesmo efeito na alteração do deslocamento. Tomando  $\beta = \frac{1}{4}$  e  $\gamma = \frac{1}{2}$ , a aceleração passa a ser constante entre cada intervalo de tempo. Como tal, o método de Newmark com  $\beta = \frac{1}{4}$  é referido como método da aceleração média constante. Este método é incondicionalmente estável, ou seja, os erros não são acumulados a cada intervalo de tempo, qualquer que ele seja.

A precisão da solução depende então do incremento de tempo utilizado. Os critérios para a sua escolha podem ser encontrados em [19].

O primeiro critério pretende assegurar que um ciclo correspondente ao movimento sinusoidal de maior frequência seja representado por oito pontos, no mínimo:

$$\Delta t = \frac{1}{8 \times f_{m\acute{a}x}} \quad (2.15)$$

onde  $f_{m\acute{a}x}$  é a frequência mais alta a considerar na resposta.

O segundo critério pretende assegurar que o tempo de actuação de uma dada carga, deslocando-se à velocidade máxima sobre a estrutura, dado por  $L/v_{m\acute{a}x}$ , é dividido por quatro vezes o número de modos que se pretende incluir na resposta,  $n$ :

$$\Delta t = \frac{L}{4n \times v_{m\acute{a}x}} \quad (2.16)$$

No entanto, para o estudo das acelerações, este critérios revelam-se pouco precisos, pelo que um outro valor de incremento de tempo deve ser tido em conta [24]:

$$\Delta t = \frac{1}{20 \times f_{m\acute{a}x}} \quad (2.17)$$

#### 2.4.2. MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL

Em geral, o método da sobreposição modal revela-se mais adequado para a realização das análises dinâmicas, pelas seguintes razões [31]: menores tempos de cálculo; dispensa da aplicação de filtros digitais aos registos de acelerações de forma a eliminar o ruído numérico; possibilidade de consideração de coeficientes de amortecimento para cada modo; possibilidade de obtenção das respostas isoladas para cada modo de vibração, facilitando a interpretação física dos fenómenos.

Este método consiste no desacoplamento das equações diferenciais através da transformação das coordenadas iniciais em coordenadas modais. Assim, através de um sistema de equações linearmente independentes, é possível obter a resposta de cada um dos modos de vibração da estrutura separadamente. A resolução deste sistema de equações independentes pode ser feita através do método de Newmark. Por fim, combina-se a contribuição de cada modo, sobrepondo-os e criando a resposta total da estrutura.

Assim, o deslocamento de um ponto da estrutura caracterizado no espaço real passa a ser definido no espaço modal por intermédio da seguinte equação:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_n y_n(t) \quad (2.18)$$

onde  $\Phi_n$  é a configuração do  $n$ -ésimo modo de vibração da estrutura e  $y_n(t)$  é a coordenada modal respectiva.

Considerando que:

$$\dot{u}(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_n \dot{y}_n(t) \quad (2.19)$$

e

$$\ddot{u}(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_n \ddot{y}_n(t) \quad (2.20)$$

Substituindo as expressões (2.18), (2.19) e (2.20) na equação (2.7) da secção anterior obtém-se a seguinte expressão:

$$M \left( \sum_{n=1}^N \Phi_n \ddot{y}_n(t) \right) + C \left( \sum_{n=1}^N \Phi_n \dot{y}_n(t) \right) + K \left( \sum_{n=1}^N \Phi_n y_n(t) \right) = F(t) \quad (2.21)$$

Pré-multiplicando cada membro da expressão (2.21) por  $\Phi_n^T$  e atendendo às condições de ortogonalidade dos modos de vibração, obtém-se a seguinte expressão:

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \quad (2.22)$$

onde  $M_n$  é a massa modal,  $C_n$  é o amortecimento modal,  $K_n$  é a rigidez modal e  $F_n$  é a força modal, conforme as seguintes expressões:

$$M_n = \Phi_n^T \times M \times \Phi_n \quad (2.23)$$

$$C_n = \Phi_n^T \times C \times \Phi_n \quad (2.24)$$

$$K_n = \Phi_n^T \times K \times \Phi_n \quad (2.25)$$

$$F_n(t) = \Phi_n^T \times f(t) \quad (2.26)$$

Sobrepondo os efeitos dos  $n$  modos intervenientes nas respostas, calculam-se os deslocamentos finais de cada grau de liberdade através da expressão (2.18).

#### 2.4.3. METODOLOGIA ADOPTADA

O método das cargas móveis foi o adoptado na realização deste trabalho, conforme referido anteriormente. Este método foi implementado com recurso a programas de cálculo desenvolvidos no núcleo de investigação da Faculdade de Engenharia, e compreende a utilização conjunta do ANSYS com o Matlab [32].

Os vários passos do método são descritos de seguida:

1. A geração do modelo de elementos finitos é realizada com recurso ao software ANSYS;
2. Após o modelo estar finalizado, é feita a análise modal naquele software. São extraídas as massas modais  $M_n$  e as frequências modais  $\omega_n$  e calculadas as rigidezes modais  $K_n$  através da

expressão  $K_n = M_n \times \omega_n^2$ . O amortecimento modal é calculado pela expressão  $C_n = 2 \times \xi_n \times M_n \times \omega_n$ , em que  $\xi_n$  é escolhido.

3. Para o cálculo das forças modais, é necessário extrair as coordenadas  $UY_n$  de cada nó da via, para cada carril. Este procedimento é realizado uma única vez se os modelos de elementos finitos não forem alterados;
4. As forças modais  $F_n$  são então calculadas com base nos valores  $UY_n$  dos carris, uma vez que as únicas forças exteriores são as cargas móveis que actuam ao longo da via. A expressão (2.22) é usada então para a caracterização da resposta dinâmica da ponte, de onde se extrai a coordenada modal  $y_n(t)$ ;
5. Na análise da estrutura, são várias as grandezas que se podem querer analisar. Devem ser extraídos os seus valores modais  $G_n$  e multiplicando pela coordenada modal  $y_n(t)$ , obtém-se a resposta ao longo do tempo  $G_n(t)$ .
6. A resolução das equações de equilíbrio dinâmico é agora realizada no Matlab. É arbitrado um incremento de tempo, um comboio e uma velocidade de circulação e o programa calcula, para cada instante de tempo, as forças aplicadas nos nós da via e as forças modais. Conhecidas as forças modais, obtém-se as coordenadas modais  $y_n(t)$ , através do método de Newmark. Calculadas as coordenadas modais, obtém-se a evolução das grandezas pretendidas com recurso à expressão (2.18);
7. Para a obtenção da evolução das grandezas com a velocidade, foi criado em ciclo que calcula essas grandezas para cada velocidade considerada, em cada nó e para cada instante de tempo, e guardados os respectivos máximos.

A grande vantagem deste método é o reduzido tempo de cálculo em comparação com as análises realizadas exclusivamente no ANSYS, assim como é usado consideravelmente menos espaço em disco.

#### 2.4.4. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA DE CARGAS MÓVEIS

Com o objectivo de testar os programas desenvolvidos, foi feita uma comparação de respostas dinâmicas entre um exemplo já elaborado e presente na bibliografia ([19] e [33]) e um modelo igual elaborado no ANSYS para validação dos programas. Este exemplo consiste numa viga simplesmente apoiada com 10 m de vão, massa por unidade de comprimento de 10000 kg/m, coeficiente de amortecimento de 1%, rigidez EI com o valor de 2593823 kNm<sup>2</sup> o que resulta numa estrutura com frequência fundamental de vibração de 8 Hz. Esta viga é sujeita à passagem do comboio Eurostar à velocidade de 269 km/h, que provoca a ressonância da estrutura. A resposta dinâmica em termos de deslocamentos e acelerações a meio vão é ilustrada na Figura 2.9, evidenciando a concordância perfeita entre os resultados presentes na bibliografia com os do modelo de viga construído.

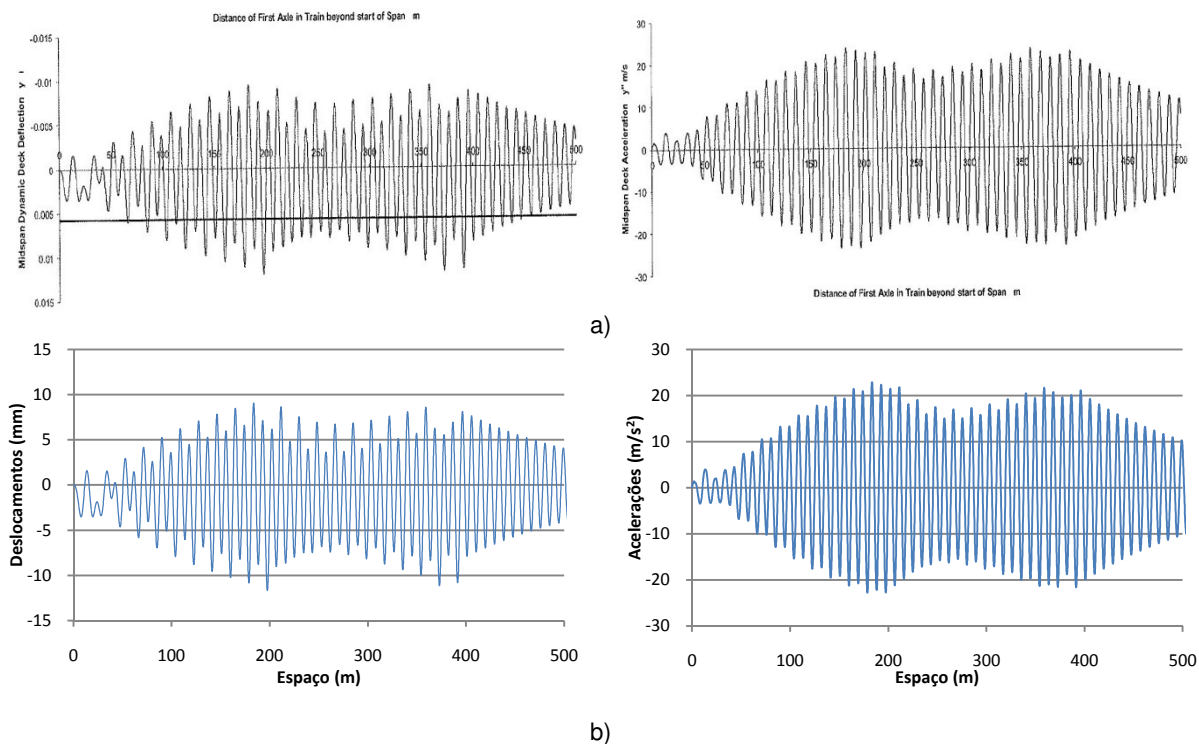


Figura 2.9 – Validação do programa; a) registos do exemplo da bibliografia [19], b) resultados do modelo de viga gerado

## 2.5. ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

Nesta secção são apresentados os principais aspectos regulamentares relacionados com pontes ferroviárias assim como também as principais verificações de segurança a serem efectuadas

### 2.5.1. EFEITOS ESTÁTICOS

As acções verticais devidas ao tráfego ferroviário são definidas em termos de modelos de cargas na norma EN1991-2. Quatro modelos de carregamento são definidos: o modelo de cargas LM71, os modelos SW/0 e SW/2 e ainda o modelo *unloaded train* para representar o efeito de um comboio sem carregamento.

De seguida são especificados cada um dos modelos de cargas referidos, assim como os seus campos de aplicação específicos.

#### 2.5.1.1. Modelo de cargas LM71

Este modelo de cargas é usado para representar o efeito estático de um carregamento vertical devido a tráfego ferroviário corrente. A introdução deste modelo no dimensionamento de pontes ferroviárias veio simplificar os cálculos, uma vez que se trata de um modelo que traduz os efeitos estáticos de um conjunto de comboios reais em circulação.

O modelo é constituído por quatro cargas concentradas de 250 kN ao centro e por cargas distribuídas de 80 kN/m nos extremos, de acordo com a Figura 2.10.

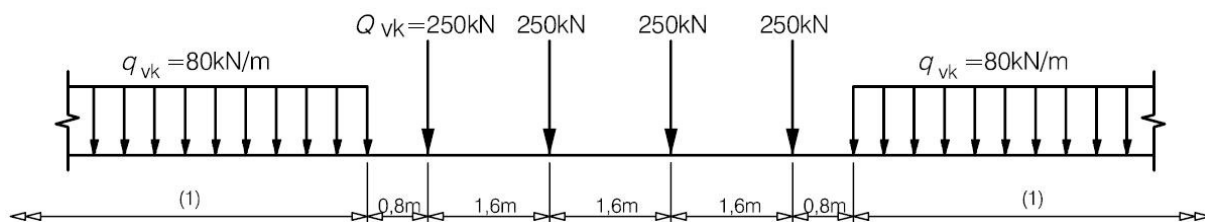


Figura 2.10 – Modelo de cargas LM71; (1) Ilimitado [6]

Os valores característicos representados na Figura 2.10 devem ser multiplicados por um factor  $\alpha$  que pode tomar valores de 0,75, 0,83 e 0,91, no caso de as linhas serem usadas predominantemente por tráfego mais leve em relação ao tráfego considerado normal, enquanto se se tratar de tráfego pesado o factor  $\alpha$  deve ser tomado 1,10, 1,21, 1,33 ou 1,46. Nestes casos passam a designar-se de cargas classificadas.

### 2.5.1.2. Modelo de cargas SW/0 e SW/2

Estes modelos de cargas são uma alternativa ao modelo LM71 para situações particulares. O modelo SW/0 representa igualmente o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego normal mas em pontes de vigas contínuas. Já o modelo SW/2 é usado para tráfego ferroviário pesado.

O esquema de cargas está ilustrado na Figura 2.11 e os valores característicos respectivos estão indicados no Quadro 2.2.

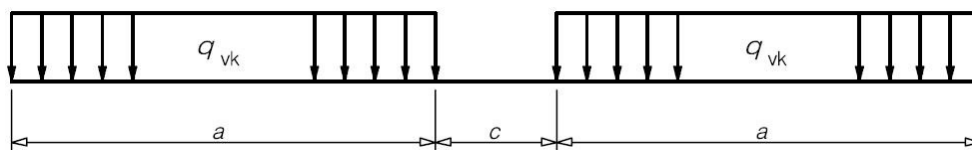


Figura 2.11 – Modelo de cargas SW/0 e SW/2 [6]

Quadro 2.2 – Valores característicos dos modelos SW/0 e SW/2 [6]

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

O modelo de cargas SW/0 deve ser multiplicado pelo factor  $\alpha$  nas mesmas condições em que se aplica para o modelo LM71.

### 2.5.1.3. Modelo de comboio sem carga (*unloaded train*)

O modelo de comboio sem carga é usado em casos particulares do dimensionamento estrutural, como é o caso da verificação das acções laterais do vento. Consiste numa carga vertical uniformemente distribuída com o valor característico de 10 kN/m.

## 2.5.2. EFEITOS DINÂMICOS

Os esforços, deformações e acelerações nas pontes induzidos por tráfego ferroviário em movimento sofrem oscilações, por vezes de grande amplitude, o que não se verifica no caso de o carregamento ser estático. Estas oscilações ocorrem devido:

- À sequência rápida de carregamento proporcionada pela velocidade dos veículos na passagem da estrutura;
- À passagem de sucessivas cargas com uma distância aproximadamente constante entre elas que excita a estrutura e pode causar ressonância. Este fenómeno é caracterizado por vibrações excessivas e acontece quando a frequência de excitação iguala as frequências naturais da estrutura (ou múltiplos destas);
- Às variações do carregamento resultantes de imperfeições da via ou defeitos nas rodas.

Estes factores devem ser tidos em conta para determinar os efeitos do tráfego ferroviário nas pontes. A sua grandeza depende de inúmeros factores, tais como a velocidade de circulação dos veículos na ponte, o vão, a massa e o amortecimento da estrutura, as frequências naturais da ponte, a massa e suspensão dos veículos, o número, espaçamento e carga por eixo, as irregularidades da via e as suas características (via balastrada ou não, travessas, etc.).

### 2.5.2.1. Verificação da necessidade de realização da análise dinâmica

Com o aumento do comprimento e da velocidade de circulação dos comboios, que passaram a superar a barreira dos 200 km/h, os agravamentos da resposta dinâmica começaram a surgir, nomeadamente os efeitos de ressonância, típicos de velocidades elevadas. Como tal, novos critérios de dimensionamento de pontes ferroviárias se impunham, sendo então introduzidos nas normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2.

A EN1991-2 estabelece, então, os critérios que deverão ser tidos em conta no dimensionamento de pontes ferroviárias para linhas de alta velocidade, que envolvem os seguintes aspectos:

- As acelerações máximas do tabuleiro devem ser verificadas para prevenir instabilidade da via;
- Os esforços dinâmicos devem ser analisados a partir da análise estática com recurso ao modelo de cargas LM71, multiplicando pelo factor dinâmico  $\Phi$ . No caso de ser necessário uma análise dinâmica, os resultados dessa análise devem ser comparados com aqueles provenientes da análise estática, sendo que a combinação que gera efeitos mais desfavoráveis deve ser tida em conta no projecto;
- No caso de ser necessário uma análise dinâmica, deve ser verificada a fadiga dos elementos, com o intuito de confirmar se os danos provocados pelos efeitos dinâmicos devidos a fenómenos de ressonância estão cobertos pelos resultados da análise estática, multiplicados pelo respectivo factor  $\Phi$ . A situação mais desfavorável é tida em conta no dimensionamento.

A mesma norma refere os critérios para determinar se a análise dinâmica é requerida ou não, através do fluxograma indicado na Figura 2.12.

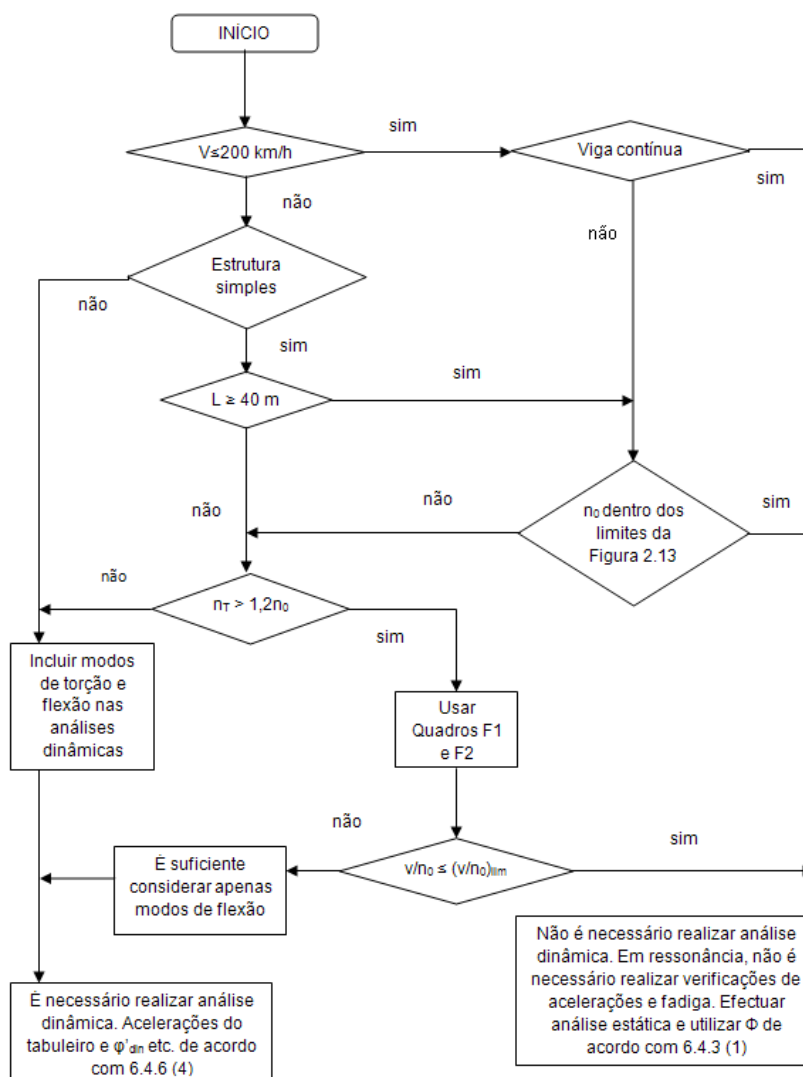


Figura 2.12 – Fluxograma para indicar a necessidade de efectuar análise dinâmica (adaptado de [6])

Nesta figura,  $V$  é a velocidade máxima de circulação na linha,  $L$  é o comprimento do vão,  $n_0$  e  $n_T$  são as frequências fundamentais de flexão vertical e de torção, respectivamente, e  $v$  é a velocidade nominal máxima, que é tomada geralmente igual a  $V$ . A razão  $(v/n_0)_{lim}$  são limites indicados no Anexo F da norma EN1991-2.

A análise do fluxograma permite concluir que a dispensa de análises dinâmicas ocorre geralmente para três situações:

1. Quando  $V \leq 200$  km/h e se trata de uma ponte contínua, desde que se cumpram os limites de resistência e deformação da via indicados em 2.5.3.2, e se mantenha um nível muito bom de conforto dos passageiros 2.5.3.3;
2. Quando  $V \leq 200$  km/h e não se trata de uma ponte contínua, mas  $n_0$  encontra-se dentro dos limites da Figura 2.13;
3. Quando  $V > 200$  km/h e se trata de uma estrutura simples, simplesmente apoiada, com  $L \geq 40$  m, em que  $n_0$  encontra-se dentro dos limites da Figura 2.13.

A Figura 2.13 indica os limites superior e inferior de  $n_0$  a que o fluxograma se refere. O limite superior (1) e inferior (2) são definidos pelas expressões (2.27) e (2.28), respectivamente.

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \tag{2.27}$$

$$n_0 = \begin{cases} 80/L & \rightarrow 4 \leq L \leq 20m \\ 23,58L^{-0,592} & \rightarrow 20 < L \leq 100m \end{cases} \tag{2.28}$$

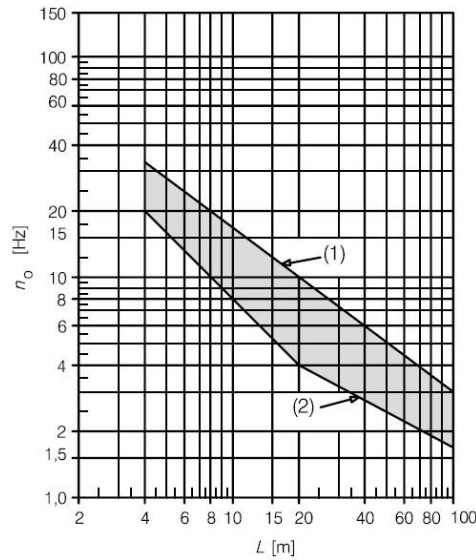


Figura 2.13 – Limites para a frequência natural da estrutura ( $n_0$ ) [6]

2.5.2.2. Requisitos para a realização de uma análise dinâmica

As análises dinâmicas devem ser realizadas utilizando as características específicas dos comboios reais passíveis de circular sobre a estrutura a velocidades superiores a 200 km/h. No caso de se tratar de pontes projectadas para linhas internacionais, onde se deve atender ao critério de interoperabilidade, as análises dinâmicas devem ser realizadas utilizando também o modelo de cargas HSLM (*High Speed Load Model*), que contém duas formulações distintas: o HSLM-A e o HSLM-B.

O HSLM-A é constituído por dez comboios distintos com a configuração apresentada na Figura 2.14 e características indicadas no Quadro 2.3, onde  $D$  é o comprimento das carruagens,  $N$  é o número de carruagens intermédias,  $d$  é a distância entre eixos do mesmo bogie e  $P$  é a carga por eixo.

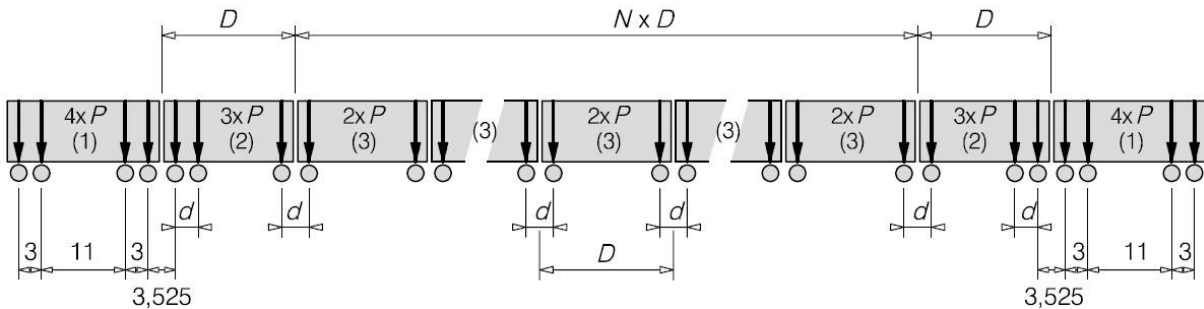


Figura 2.14 - Modelo de cargas HSLM-A [6]

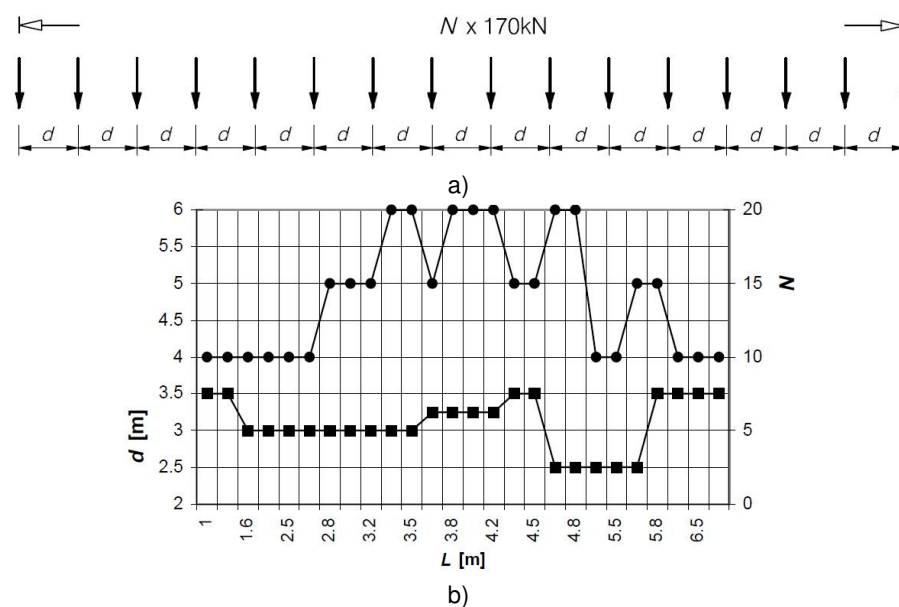


Quadro 2.3 – Características do modelo HSLM-A [6]

Comboio universal	N	D (m)	d (m)	P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Atendendo às dificuldades do modelo HSLM-A ser envolvente dos efeitos dos comboios reais para a gama possível de comprimentos de onda de excitação, nomeadamente para pontes de vão  $L < 7$  m, foi necessário introduzir um outro modelo de cargas, o HSLM-B. Esta limitação do HSLM-A diz respeito portanto a pontes de pequeno vão, onde o comprimento de onda condicionante não é o comprimento das carruagens mas sim a distância entre eixos do mesmo bogie.

O modelo de cargas HSLM-B é então representado na Figura 2.15, onde  $N$  e  $d$  são definidos em função de  $L$ .

Figura 2.15 – Modelo de cargas HSLM-B; a) esquema de cargas; b) relação de  $d$  e  $N$  com  $L$  [6]

A aplicação do HSLM-A é mais genérica do que o HSLM-B. Basicamente, este último apenas é usado em pontes simplesmente apoiadas e de vão  $L < 7$  m.

### 2.5.2.3. Velocidades a considerar na análise dinâmica

Para cada comboio real e modelo HSLM, deverão ser consideradas velocidades de circulação desde 40 m/s até à designada velocidade máxima de cálculo, considerada geralmente 1,2 vezes a velocidade máxima de circulação na linha em questão. Este factor multiplicativo constitui uma margem de segurança em relação às incertezas na determinação das frequências da estrutura e consequentemente das velocidades de ressonância.

Assim, os cálculos devem ser feitos para velocidades compreendidas entre 140 km/h ( $\approx 40$  m/s) e a velocidade máxima de cálculo, sendo que o incremento de velocidade deverá ser reduzido de forma a permitir uma melhor identificação dos picos de resposta.

Para pontes com comportamento semelhante ao de vigas simplesmente apoiadas, as velocidades de ressonância podem ser estimadas através da expressão (2.29),

$$v_{res} = n_o \times \lambda_i \quad (2.29)$$

onde  $n_o$  é a frequência natural de vibração da estrutura e  $\lambda_i$  é o principal comprimento de onda da excitação, que pode ser calculado através da expressão (2.30),

$$\lambda_i = D/i \quad (2.30)$$

onde  $D$  é o espaçamento regular entre grupos de eixos e  $i$  pode tomar valores inteiros positivos.

### 2.5.2.4. Amortecimento

A definição do amortecimento das estruturas não é clara, uma vez que esta propriedade depende de diversos factores. Tanto os elementos estruturais como os não estruturais contribuem para o amortecimento. A contribuição dos elementos estruturais prende-se com o tipo de material e com a configuração estrutural, no que diz respeito essencialmente às condições de apoio e ao comprimento do vão. A nível não estrutural, o tipo e as dimensões dos elementos podem ser por vezes preponderantes no amortecimento. Por outro lado, as vibrações transmitidas ao exterior através dos apoios e das fundações também são fonte de dissipação de energia.

A resposta dinâmica da estrutura em situações de ressonância depende do amortecimento, pelo que valores conservativos deste parâmetro devem ser adoptados.

Diversos estudos da comissão de especialistas ERRI D214 demonstram existir alguma correlação entre o amortecimento e o vão, sendo que as pontes de pequeno vão são tipicamente estruturas onde se registam amortecimentos mais elevados. A norma EN1991-2 indica valores de amortecimento em função do tipo de ponte e do vão conforme o Quadro 2.4, onde acrescenta claramente uma parcela ao amortecimento para pontes de vão inferior a 20 m.

Quadro 2.4 – Valores de amortecimento [6]

Tipo de ponte	Limite inferior do coeficiente de amortecimento (%)	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aço ou compósita	$0,5 + 0,125 (20 - L)$	0,5
Betão pré-esforçado	$1,0 + 0,07 (20 - L)$	1,0
Betão armado e <i>Filler Beam</i>	$1,5 + 0,07 (20 - L)$	1,5

O estudo dos efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias pode ser realizado, conforme referido na secção 2.3, mediante a utilização de modelos de cargas móveis sem interacção ou com interacção comboio-ponte. A mesma norma sugere uma alternativa à realização das análises dinâmicas com interacção. Este método introduz efeitos favoráveis na resposta dinâmica, uma vez que a massa e suspensões dos comboios contribuem para o próprio amortecimento das estruturas. Por outro lado, uma análise com interacção seria muito exigente a nível computacional, pelo que métodos simplificados assumem maior relevância.

Uma análise com interacção comboio-ponte tem influência considerável, particularmente para vãos até 15/20 m [22]. Nestes casos, a própria massa e suspensões dos veículos contribuem para o amortecimento estrutural. O facto das oscilações da ponte se transmitirem ao comboio, faz com que as forças de interacção roda-carril sejam variáveis no tempo e diferentes, portanto, de um carregamento estático, uma vez que as suspensões do veículo dissipam parte dessa energia.

As análises com interacção são então mais apropriadas para pontes de pequeno vão, sendo que o modelo de cargas móveis se revela bastante conservativo para este tipo de pontes. Segundo [22], a utilização de modelos mais sofisticados com interacção conduz a reduções de 25% nos deslocamentos e acelerações relativamente ao método das cargas móveis. Um estudo idêntico alcançou reduções até 45% para acelerações [25].

Desta forma, a norma EN1991-2 sugere um acréscimo de amortecimento ( $\Delta\xi$ ) para as análises sem interacção, em função do vão  $L$ , mediante a expressão (2.31), representada na Figura 2.16:

$$\Delta\xi [\%] = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} \quad (2.31)$$

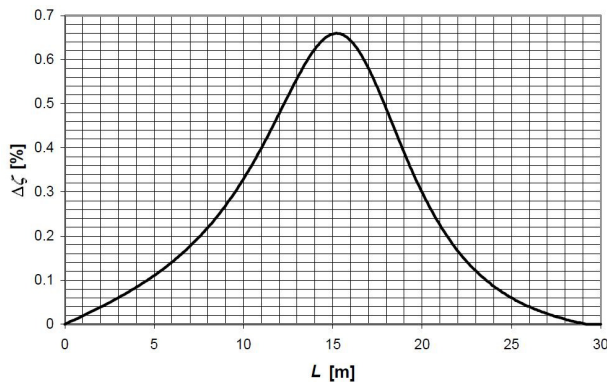


Figura 2.16 – Amortecimento adicional ( $\Delta\xi$ ) em função do vão ( $L$ ) [6]

O amortecimento total a considerar nas análises dinâmicas sem interacção é dado então pela soma do amortecimento estrutural com o amortecimento adicional:

$$\xi_{\text{total}} = \xi + \Delta\xi \quad (2.32)$$

### 2.5.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA REGULAMENTARES

A resposta da estrutura deve ser verificada de modo a satisfazer a segurança segundo três critérios:

- Segurança estrutural. As acções induzidas pela passagem dos veículos, caracterizados por cargas elevadas espaçadas regularmente pelos seus eixos, podem produzir fenómenos de amplificação dinâmica e fadiga dos materiais;

- Segurança da via. A estabilidade da camada de balastro e consequentemente dos carris pode ser posta em causa se as deformações ou vibrações da ponte forem excessivas.
- Conforto dos passageiros. Cada vez mais se pretendem serviços de qualidade elevada, pelo que as vibrações nas carruagens, devidas a acelerações na estrutura, devem ser controladas de forma a não gerar desconforto nos passageiros.

Os referidos critérios são descritos nos pontos seguintes.

### 2.5.3.1. Segurança estrutural

Para efeitos de dimensionamento estrutural, a norma EN1991-2 diferencia os casos em que é necessário realizar uma análise dinâmica, daqueles em que essa análise é dispensável.

Como tal, nos casos em que a análise dinâmica deve ser feita, a mais gravosa das seguintes situações deve ser tida em conta:

$$(1 + \varphi'_{\text{dyn}} + \varphi'') \times S_{\text{real,estático}} \quad (2.33)$$

ou

$$\Phi \times S_{\text{modelo,estático}} \quad (2.34)$$

onde  $S_{\text{real,estático}}$  são os esforços ou deslocamentos alcançados para os comboios reais ou para os *High Speed Load Models* e  $S_{\text{modelo,estático}}$  para os modelos de carregamento LM71 e SW/0 se relevante.

O coeficiente de amplificação dinâmica,  $(1 + \varphi'_{\text{dyn}} + \varphi'')$ , é usado para um nível corrente de manutenção da via. Caso a via tenha um nível de manutenção mais elevado, a parcela referente às irregularidades da via e imperfeições do veículo,  $\varphi''$ , deve ser dividida por 2.

O factor dinâmico  $\Phi$ , também deve ser usado de acordo com o nível de manutenção da via. No caso de ser uma via com um nível de manutenção cuidada deve ser usado  $\Phi_2$ , enquanto se tratar de uma manutenção corrente,  $\Phi_3$  deve ser usado:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{com } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (2.35)$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{com } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (2.36)$$

em que  $L_\Phi$  é o comprimento determinante do elemento estrutural considerado (m).

De referir que a parcela  $\varphi'_{\text{dyn}}$  usada para análises dinâmicas é diferente da parcela  $\varphi'$  usada quando estas análises são dispensadas:

$$\varphi'_{\text{din}} = \max |S_{\text{dinâmico}}/S_{\text{estático}}| - 1 \quad (2.37)$$

enquanto que

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K + K^4} & \rightarrow K < 0,76 \\ 1,325 & \rightarrow K \geq 0,76 \end{cases} \quad (2.38)$$

com:

$$K = \frac{v}{2 \times L_{\phi} \times n_0} \quad (2.39)$$

em que  $v$  é a velocidade do veículo (m/s) e  $n_0$  é a frequência fundamental da estrutura (Hz).

A parcela que tem em conta as irregularidades da via e imperfeições das rodas,  $\varphi''$ , é dada por:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[ 56e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_{\phi}n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (2.40)$$

com  $\alpha$  definido em função da velocidade  $v$ :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \rightarrow v \leq 22m/s \\ 1 & \rightarrow v > 22m/s \end{cases} \quad (2.41)$$

### 2.5.3.2. Segurança da via

As normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2 definem um conjunto de verificações relativas às deformações e vibrações do tabuleiro, que visam garantir a segurança da via e do tráfego. Deformações excessivas podem gerar alterações importantes na geometria da via e tensões excessivas nos carris. Vibrações excessivas conduzem também à instabilidade no balastro e reduções críticas nas forças de contacto entre a roda e o carril que, isolada ou conjuntamente com uma torção do tabuleiro, podem causar o descarrilamento dos comboios.

As limitações especificadas nas normas supracitadas dizem essencialmente respeito aos seguintes aspectos, que se detalham de seguida:

- Aceleração vertical máxima do tabuleiro;
- Deformação vertical máxima do tabuleiro;
- Levantamento dos apoios;
- Empeno do tabuleiro;

#### a) Aceleração vertical do tabuleiro

De forma a evitar a instabilidade do balastro e a redução excessiva da força de contacto roda-carril, são definidos valores máximos para acelerações do tabuleiro:

- i.  $3,5 \text{ m/s}^2$  ( $\approx 0,35g$ ) para via balastrada;
- ii.  $5,0 \text{ m/s}^2$  ( $\approx 0,5g$ ) para via fixa directamente ao tabuleiro (não balastrada).

Estes valores regulamentares resultam da aplicação de um factor de segurança de aproximadamente 2 a valores obtidos experimentalmente [19], onde se concluiu que o balastro regista fenómenos de instabilidade para acelerações da ordem dos 7 a 8  $\text{m/s}^2$ .

Para obter então a resposta dinâmica em termos de acelerações, de acordo com a norma EN1990-AnnexA2, deverão ser consideradas nas análises dinâmicas frequências até ao máximo dos seguintes três pontos:

- i. 30 Hz;
- ii. 1,5 vezes a frequência do modo de vibração fundamental do elemento estrutural em questão;
- iii. A frequência do terceiro modo de vibração do elemento.

Contudo, estudos recentes propõem que o factor de segurança de 2 seja reduzido para 1,3, o que limita as acelerações a 0,55g e a 0,75g para via balastrada e não balastrada, respectivamente [34]. Para além disso, foi recomendada para obtenção da resposta em termos de acelerações uma frequência até ao mínimo de 60 Hz, ou a frequência do 3º modo do elemento em causa.

Estes estudos demonstraram que os valores indicados na norma EN1990-AnnexA2 deverão ser objecto de revisão futura.

#### b) Deformação vertical do tabuleiro

A deformação vertical máxima permitida pela norma EN1990-AnnexA2, provocada pelo modelo de cargas LM71, é calculada segundo a expressão 2.42:

$$\delta \leq \frac{L}{600} \quad (2.42)$$

#### c) Levantamento dos apoios

Esta limitação tem como objectivo controlar a reacção dos apoios perante a passagem dos comboios. Fenómenos ressonantes e consequentes acelerações elevadas podem provocar instabilidade neste elemento estrutural. Desta forma, considera-se o peso próprio da estrutura como acção permanente estabilizadora e a acção dinâmica decorrente da passagem do comboio. Assim, a reacção do apoio deve respeitar a seguinte condição, considerando-se positiva a reacção ascendente nos apoios:

$$R_{total} = R_G + R_{comboio} \geq 0 \quad (2.43)$$

#### d) Empeno do tabuleiro

A torção do tabuleiro deve ser calculada tendo em conta os valores característicos do modelo LM71, SW/0 ou SW/2 quando aplicáveis, multiplicados por  $\Phi$  e por  $\alpha$ , e pelo modelo HSLM incluindo a força centrífuga. A torção é medida através da grandeza  $t$  (mm/3m) ao longo de 3 m e não deve exceder os valores do Quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Valores limite de empeno do tabuleiro [35]

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

#### 2.5.3.3. Conforto dos passageiros

O conforto dos passageiros depende das acelerações sentidas no interior das carruagens do veículo durante a normal circulação, em particular à passagem pelas pontes. Os limites para estas acelerações são especificados na norma EN1990-AnnexA2, que os relaciona com três níveis de conforto: muito bom, bom e aceitável, segundo o Quadro 2.6.

Quadro 2.6 – Níveis de conforto recomendados [35]

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

Como tal, seria necessária uma análise dinâmica que tenha em consideração a interacção entre a ponte e o comboio, para a obtenção das acelerações nas carruagens e comparação com os valores especificados.

No entanto, para pontes constituídas por tramos simplesmente apoiados ou em viga contínua cujos tramos não apresentem variações significativas de rigidez e com comprimento inferior a 120 m, a mesma norma apresenta uma metodologia simplificada, que consiste em limitar o deslocamento vertical do tabuleiro  $\delta$ , mediante a relação  $L/\delta$ , em que  $L$  é o vão. O valor  $\delta$  é o deslocamento sob a via carregada, para o modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico  $\Phi$ . Os valores limites da relação  $L/\delta$  são apresentados em função do vão e da velocidade, para pontes cujo tabuleiro seja constituído por três ou mais tramos simplesmente apoiados e para  $b_v = 1,0 m/s^2$  (Figura 2.17).

Para outros níveis de conforto, os valores limites devem ser divididos pelo respectivo limite de aceleração  $b_v$ . No caso de tabuleiros constituídos por menos tramos, os valores limite devem ser multiplicados por 0,7. Por outro lado, se forem constituídos por mais tramos, esses limites devem ser multiplicados por 0,9.

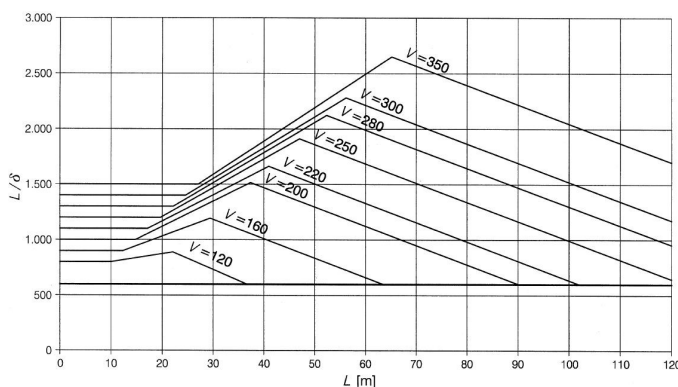


Figura 2.17 – Deslocamento vertical máximo ( $\delta$ ) para o nível muito bom de conforto ( $b_v=1,0 m/s^2$ ), em função da velocidade ( $V - km/h$ ) [35]

Para pontes em que a interacção dinâmica comboio-ponte seja necessária, a análise deve ter em conta os seguintes aspectos: 1) série de velocidades até à velocidade máxima dos veículos; 2) carregamentos característicos dos comboios reais, 3) interacção dinâmica entre as diversas carruagens do comboio real e a ponte; 4) amortecimento e rigidez característicos das suspensões dos veículos; 5) carruagens suficientes para produzir efeitos máximos e 6) número de vãos suficientes para provocar efeitos de ressonância dos veículos.

Esta análise com interacção veículo-estrutura não foi alvo de estudo neste trabalho. No entanto, ficam aqui as indicações a esse respeito.





# 3

## MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE CANELAS

### 3.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo começa-se por fazer uma descrição da ponte de Canelas, estrutura que serviu de base ao estudo realizado. É feito um breve enquadramento geográfico e explicado o seu comportamento estrutural, bem como as condições de utilização da ponte.

De seguida são apresentados três modelos numéricos desenvolvidos para esta estrutura. Um modelo simples (C1) de apenas um tramo de meio tabuleiro, onde a via é representada por uma carga distribuída equivalente sobre a laje. Um segundo modelo (C2) mais desenvolvido, onde é representado meio tabuleiro com dois vãos sucessivos e um prolongamento da via para ter em conta o efeito de continuidade. Por fim, um modelo completo da estrutura com os dois meios tabuleiros (C3) que representa dois vãos sucessivos e um prolongamento da via tal como no modelo anterior. Este último modelo consiste basicamente na duplicação do segundo, através do eixo de simetria da estrutura representado pelo eixo longitudinal. Nos três modelos executados não foram tidos em conta os pilares nem os encontros.

Posteriormente, é feita a calibração dos modelos C2 e C3 através da alteração de quatro propriedades da ponte que se consideram relevantes para possíveis alterações do comportamento dinâmico: módulo de elasticidade do betão e do balastro, massa do balastro e rigidez dos apoios.

### 3.2. A PONTE DE CANELAS

A ponte de Canelas é uma estrutura ferroviária situada na Linha do Norte entre o Km 282,904 e o Km 282,976, 5 km a sul de Estarreja, próximo de Aveiro, tendo um desenvolvimento total de 72 m entre eixos de apoios extremos (Figura 3.1 e 3.2). A zona onde a ponte se insere tem características genericamente planas. Em planta, a directriz da Via Ascendente apresenta um raio de 892 m e a Via Descendente um raio de 896 m. Em perfil, a rasante encontra-se em patamar sendo a cota do carril de fila baixa de 5,75 m ao longo de toda a estrutura. Esta estrutura serve também de passagem inferior para um caminho agrícola e permite o atravessamento de um dos diversos afluentes da ria de Aveiro. A ponte apresenta duas vias de circulação, sendo que a velocidade de projecto é 175 km/h para comboios basculantes activos e de 150 km/h para comboios convencionais.



Figura 3.1 – Localização da Ponte de Canelas (vista aérea)



Figura 3.2 – Ponte de Canelas, tramo Norte (foto do autor)

A ponte é do tipo *filler beam*, sendo constituída por dois meios tabuleiros independentes em betão com perfis metálicos embebidos, cada um suportando uma via ferroviária, separados por uma junta longitudinal ao eixo em todo o seu comprimento. Cada meio tabuleiro é constituído por seis vãos de 12 m, simplesmente apoiados em pilares do tipo laminar nos apoios intermédios e em encontros do tipo aparente em cofre, nos apoios extremos (Figura 3.3). Cada tramo do tabuleiro é fixo de um dos lados (lado para onde o comboio se desloca) e móvel do outro (lado de onde o comboio se desloca).

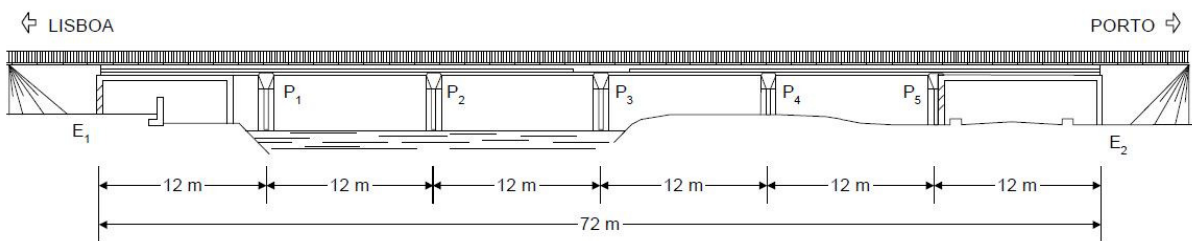


Figura 3.3 – Alçado longitudinal da ponte de Canelas [36]

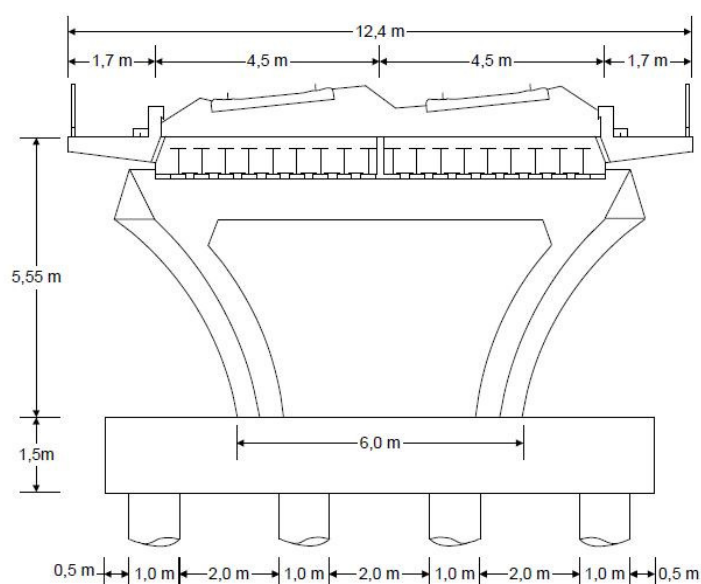


Figura 3.4 – Corte transversal da ponte de Canelas [36]

Cada meio tabuleiro é constituído por uma laje de 4,5 m de largura e 0,7 m de espessura, com 9 perfis metálicos HE500B embebidos, espaçados de 0,475 m entre si (Figura 3.4). Quatro perfis HE120B de 3,8 m de comprimento estão posicionados sobre os anteriores na zona dos apoios e a terços do vão. Nas extremidades do tabuleiro existe uma consola de 1,7 m de largura e espessura variável entre 0,5 e 0,3 m. Estas consolas são pontualmente alargadas para dar apoio aos postes da catenária e possuem em todo o seu desenvolvimento um guarda-corpos que consiste num corrimão metálico. Na separação entre a laje e a consola existe um murete guarda-balastro de 0,6 m de altura e 0,25 m de espessura. Além dos elementos estruturais principais, este murete constitui por si só uma viga longitudinal que contribui para aumentar a rigidez do tabuleiro.

Cada um dos apoios móveis é constituído por 9 aparelhos (um sob cada perfil HE500B) de secção rectangular com 150x250x50 mm, constituídos por duas camadas extremas de 4 mm e quatro camadas intermédias de 8 mm de neoprene envolvendo 5 chapas de 2 mm de aço inox, formando *sandwich*. Os apoios fixos são iguais aos móveis, acrescentando-se no intervalo entre perfis ferrolhos de 32 mm em aço inox embebidos inferiormente no betão do pilar ou do encontro. Transversalmente, do lado exterior, os tramos do tabuleiro são travados por intermédio de batentes na extremidade lateral dos encontros e dos pilares.

No que se refere à via propriamente dita, o balastro está presente entre os muretes com uma largura de 8,6 m, apresenta uma altura média de projecto de 0,6 m em relação à face superior do tabuleiro, sendo que esta altura de balastro atinge em certas zonas da ponte uma altura de 1 m, conforme ilustra a Figura 3.5. Ao longo da via, as travessas são do tipo monobloco em betão e estão espaçadas de 0,6 m, sobre as quais assentam carris do tipo UIC60. A bitola da via é a bitola ibérica, ou seja, 1668 mm, apresentando uma entrevia de 4,30 m e uma escala máxima de 179 mm.



Figura 3.5 – Ponte de Canelas, vista da via (foto do autor)

### 3.3. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

O programa usado na modelação da ponte de Canelas, com vista às várias análises a efectuar, foi o ANSYS 12.0. Aqui descrevem-se os materiais, os elementos e as suas propriedades, utilizados na elaboração dos três modelos da estrutura. São também referidos os alinhamentos transversais e longitudinais mais importantes efectuados, de forma a representar o melhor possível a ponte.

Na realização da malha de elementos finitos teve-se o cuidado de garantir que existissem nós nos alinhamentos transversais e longitudinais mais importantes da estrutura. Tais alinhamentos dizem respeito ao correcto posicionamento de todos os elementos estruturais e da via e aos próprios limites da estrutura.

O sistema de coordenadas adoptado conduziu a que, em todos os modelos, a coordenada X refere-se sempre ao posicionamento dos nós na direcção transversal do tabuleiro, enquanto a coordenada Z refere-se ao seu posicionamento na direcção longitudinal do mesmo. Por sua vez, a coordenada Y diz respeito à cota dos nós, sendo que o plano  $Y=0$  corresponde ao eixo médio da laje. Note-se que o plano de simetria da ponte é o definido por  $X=0$  e que a estrutura se desenvolve no sentido negativo do eixo dos ZZ. Foi aplicada a aceleração da gravidade de  $9,8 \text{ m/s}^2$  na direcção Y.

Nos três modelos foi ignorada a curvatura que a directriz apresenta, não sendo representada naturalmente a escala da via. Foi representado um traçado em recta com altura de balastro constante de 0,6 m. Os alargamentos pontuais das consolas laterais para apoio dos postes da catenária, assim como a massa destes, não foram tidos em conta.

### 3.3.1. MATERIAIS CONSIDERADOS NA MODELAÇÃO

O tabuleiro da ponte de Canelas é constituído por uma secção mista aço-betão, conforme referido anteriormente. A nível de materiais dos elementos estruturais modelados o betão utilizado é o C35/45 e o aço em perfis HE500B é o Fe430, enquanto nos perfis HE120B é o Fe360. A nível de materiais presentes na via, as travessas são em betão e os carris em aço. Foram também consideradas as palmilhas na modelação do contacto carril-travessa. O Quadro 3.1 indica os materiais considerados na modelação.

Quadro 3.1 – Materiais da modelação

Elementos estruturais e da via	E (MPa)	$\nu$	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )
Betão	$34 \times 10^3$	0,2	2500
Aço em perfis	$210 \times 10^3$	0,3	7850
Balastro	145	0,15	1800
Palmilhas	167	0	0
Travessas	$34 \times 10^3$	0,2	3383

Foi adoptado o módulo de elasticidade do betão correspondente à classe de resistência C35/45, ou seja, 34 GPa, conforme [37]. Quanto ao aço em perfis, foi adoptado 210 GPa [38].

Segundo [39], adoptou-se para o módulo de elasticidade do balastro o valor de 145 MPa e para a sua massa volúmica  $1800 \text{ kg/m}^3$ . No que diz respeito às palmilhas, foi respeitado o valor de referência para a sua rigidez vertical de 500 kN/mm. Assim, foi encontrado o valor de 167 MPa indicado no Quadro 3.1, através da expressão (3.1). Conforme descrito mais adiante, as palmilhas foram modeladas com elementos de volume, paralelepípedos de base 30 x 20 cm e uma altura de 2 cm.

$$EA/l = k \leftrightarrow E = k \times l/A = 500 \times 10^3 \times 0,02/(0,3 \times 0,2) = 167 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

A densidade das travessas foi calculada de forma a manter a sua massa real de 300 kg, uma vez que as dimensões atribuídas são fictícias. Assim, o valor de  $3383 \text{ kg/m}^3$  é explicado em 3.3.4.

### 3.3.2. ELEMENTOS FINITOS USADOS E SUAS PROPRIEDADES

Na modelação foram usados elementos de casca (SHELL63) para simular o betão no tabuleiro, na consola e no murete, elementos de viga (BEAM44) para representar os perfis em aço e os carris e elementos de volume (SOLID45) na modelação do balastro, das travessas e das palmilhas. Para além destes elementos, foram também introduzidos elementos de viga rígida (MPC184) para a ligação do balastro ao tabuleiro, elementos de massa (MASS21) para simular os guarda-corpos e elementos de mola (COMBIN14) para os apoios elásticos. Todos estes elementos estão disponíveis no ANSYS e enumerados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Tipo de elementos usados

Nº atribuído	Designação	Tipo
1	SHELL63	Casca
2	BEAM44	Viga
3	MPC184	Viga rígida
4	SOLID45	Volume
5	COMBIN14	Mola
6	MASS21	Massa

O elemento de casca SHELL63 apresenta as seguintes características relevantes para a presente modelação:

- Rigidez à flexão e rigidez no próprio plano (comportamento de membrana);
- Possibilidade de se introduzir um valor de massa por unidade de área, adicional à massa resultante do peso próprio da casca. Esta capacidade será importante na criação do modelo C1.

O elemento de viga utilizado foi o BEAM44, que possui as seguintes características relevantes na presente modelação:

- Rigidez axial, rigidez à flexão e rigidez à torção, apresentando 6 graus de liberdade (GL) por nó;
- Capacidade de considerar uma excentricidade do eixo do elemento.

O elemento de volume adoptado foi o SOLID45 que possui 3 GL de translação em cada um dos oito nós que possui.

O elemento de viga rígida MPC184 foi utilizado para a ligação de elementos de casca entre a laje e a consola e entre estes e o murete. Para além destas ligações, este elemento foi colocado entre os elementos de casca da laje (situados no seu eixo médio) e os elementos de volume do balastro para os ligar e evitar uma sobreposição de massas, o que resultaria de um contacto directo dos elementos de volume com os de casca. Por outro lado, esta situação poderia também ser evitada atribuindo densidade nula aos elementos de volume que estariam sobrepostos com a laje. Considerou-se que a melhor solução seria então a utilização do elemento MPC184.

Este elemento possui internamente vários tipos de ligações, sendo que os mais relevantes para a presente modelação são o *Rigid Link* e o *Rigid Beam*. A diferença entre os dois foi testada com exemplos simples, tendo-se concluído que enquanto o *Rigid Link* permite rotações relativas entre os elementos ligados, o *Rigid Beam* impede-as. Por este motivo adoptou-se a opção *Rigid Beam* para a

modelação de todas as ligações. O MPC184 admite massa, pelo que se criou um material fictício de densidade nula para lhe atribuir.

Para a modelação dos apoios elásticos utilizou-se o COMBIN14 que consiste numa mola com rigidez axial. Possui 3 GL de translação nos dois nós que o definem e não possui massa.

O MASS21 foi utilizado para introduzir a massa dos guarda-corpos na extremidade das consolas. Trata-se de um elemento pontual com 6 GL, três de translação e três de rotação, que se aplicou nos nós dos alinhamentos de extremidade das consolas. No entanto, optou-se por excluir os graus de liberdade de rotação através de uma opção interna do elemento, que os elimina.

As propriedades geométricas e mecânicas são atribuídas aos elementos atrás descritos através das chamadas *Real Constants*. Nos Quadros 3.3, 3.4 e 3.8 são indicadas as propriedades atribuídas aos elementos de casca, de viga e de mola, respectivamente.

Quadro 3.3 – Características atribuídas ao elemento SHELL63

<i>Real Constant</i>	Espessura (m)	Descrição
1	0,70	Laje
2	0,45	Consola 1
3	0,35	Consola 2
4	0,25	Murete

As espessuras aqui apresentadas dizem respeito aos elementos de betão do tabuleiro. No que diz respeito à consola, esta foi dividida a meio em duas áreas horizontais de elementos de casca desniveladas, cujas espessuras respeitam o aumento linear de 0,30 a 0,50 m. Assim, formaram-se duas superfícies correspondentes a duas consolas, uma interior e outra exterior, que se designam no Quadro 3.3 de Consola 1 e Consola 2, respectivamente.

Quadro 3.4 – Características atribuídas ao elemento BEAM44

<i>Real Constant</i>	Área (cm <sup>2</sup> )	$I_{zz}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (cm <sup>4</sup> )	<i>Offset</i> (m)	Descrição
5	227,5	105352	12617	-0,10	HE500B
6	32,5	853	317	0,21	HE120B
7	76,87	3055	513	0,0809	UIC60

Quanto aos elementos de viga presentes nos modelos, o Quadro 3.4 indica as propriedades geométricas e mecânicas dos perfis metálicos e do carril, presentes nas referências bibliográficas [40] e [41], respectivamente. Os *offsets* indicados dizem respeito ao correcto posicionamento do centro de gravidade dos elementos de viga respectivos. Os perfis HE500B estão posicionados 10 cm (35 – 25 cm) abaixo dos elementos de casca da laje que representam o eixo médio do betão. Já os perfis HE120B, soldados ao banzo superior dos perfis HE500B, estão 21 cm (50 – 35 + 6 cm) acima dos elementos de casca.

As rigidezes verticais e horizontais foram calculadas com base na definição do módulo de elasticidade do neoprene, presente na referência bibliográfica [42], segundo a expressão (3.2), onde  $G_{neop}$  é o módulo de distorção do neoprene,  $a_{neop}$  é a menor dimensão do aparelho de apoio,  $t_{neop}$  é a espessura da

lâmina de neoprene entre chapas metálicas,  $\gamma$  é um coeficiente que depende da forma do apoio e  $R_{din}$  é um coeficiente a multiplicar para um carregamento dinâmico.

$$E = 3 \times G_{neop} \times (a_{neop}/t_{neop})^2 \times \gamma \times R_{din} \quad (3.2)$$

O módulo de distorção do neoprene está directamente relacionado com a dureza Shore do material segundo o Quadro 3.5. No presente caso o neoprene apresenta uma dureza Shore de 60, o que resulta num valor  $G_{neop}$  de 8,9 kg/cm<sup>2</sup>, ou seja, 872 kPa.

A menor dimensão do aparelho de apoio,  $a_{neop}$ , é 15 cm. As camadas de neoprene presentes no apoio têm duas espessuras diferentes, 4 mm nas camadas inferior e superior e 8 mm nas 4 camadas intermédias. Como tal, dois módulos de elasticidade foram calculados.

Quadro 3.5 –  $G_{neop}$  e coeficiente  $R_{din}$  para cargas dinâmicas segundo Lee [42]

Dureza Shore	40	50	60	70
$G_{neop}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4,5	6,3	8,9	12,2
$R_{din}$	1,1	1,25	1,5	1,9

O coeficiente de forma  $\gamma$  depende da relação dimensional do apoio segundo os valores do Quadro 3.6, onde  $b_{neop}$  é a maior dimensão do apoio, 25 cm.

Quadro 3.6 – Coeficiente  $\gamma$  [42]

$b_{neop}/a_{neop}$	1	1,5	2	3	4	6	8	10	$\infty$
$\gamma$	0,14	0,196	0,229	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

O parâmetro  $\gamma$  foi encontrado por interpolação, uma vez que  $b_{neop}/a_{neop}$  é 1,667, o que resulta num coeficiente de forma de 0,207.

O coeficiente para cargas dinâmicas varia, segundo Lee, com a dureza Shore do material segundo o Quadro 3.5, pelo que o valor de 1,5 foi usado.

Assim, dois módulos de elasticidade e consequentemente duas rigidezes verticais foram encontrados (Quadro 3.7).

Quadro 3.7 –  $E_{neop}$  e  $K_v$  do neoprene

$t_{neop}$ (mm)	$E_{neop}$ (MPa)	$K_v$ (MN/m)
8	286	1339
4	1143	10711

Tratando-se de uma associação em série de molas, a expressão 3.3 foi usada para determinar a rigidez equivalente do conjunto.

$$K_{veq} = \frac{1}{4 \times \frac{1}{K_{v1}} + 2 \times \frac{1}{K_{v2}}} \cong 315 \times 10^3 \text{ kN/m} \quad (3.3)$$

Quanto à determinação da rigidez horizontal dos apoios foi utilizada a expressão (3.4).

$$K_h = \frac{A \times G_{neop}}{t} = \frac{0,15 \times 0,25 \times 883kPa}{4 \times 0,008 + 2 \times 0,004} \cong 818kN/m \quad (3.4)$$

Assim, as rigidezes utilizadas nos modelos estão indicadas no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Características atribuídas ao elemento COMBIN14

<i>Real Constant</i>	K (kN/m)	Descrição
8	315x10 <sup>3</sup>	k <sub>v</sub>
9	818	k <sub>h</sub>

No que diz respeito à simulação dos guarda-corpos, estes foram concretizados através da colocação de elementos de massa nos nós dos alinhamentos de bordadura das consolas. Considerou-se que tais equipamentos de protecção têm uma massa de 50 kg/m. Tendo em conta que as massas são atribuídas a nós, houve necessidade de converter a massa por metro linear considerada, em massa por nó, segundo a expressão (3.5), onde  $d_{nós}$  é o espaçamento da malha.

$$m \text{ (kg/nó)} = \frac{M \text{ (kg/m)} \times l \text{ (m)}}{l \text{ (m)} / d_{nós} + 1} = \frac{50 \times 11,6}{11,6 / 0,2 + 1} = 9,83 \text{ kg/nó} \quad (3.5)$$

Assim, a *real constant* número 10 refere-se à massa por nó para representar o guarda-corpos, com o valor de 9,83 kg.

### 3.3.3. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO C1

Aqui descreve-se a construção do modelo C1, o modelo simples que apenas representa um meio tabuleiro sem inclusão da via, representado na Figura 3.6, cujo código APDL está indicado no Anexo A1. No entanto, a massa da via está presente através de uma carga uniformemente distribuída sobre os elementos de casca da laje, carga essa que o próprio elemento SHELL63 permite incorporar.

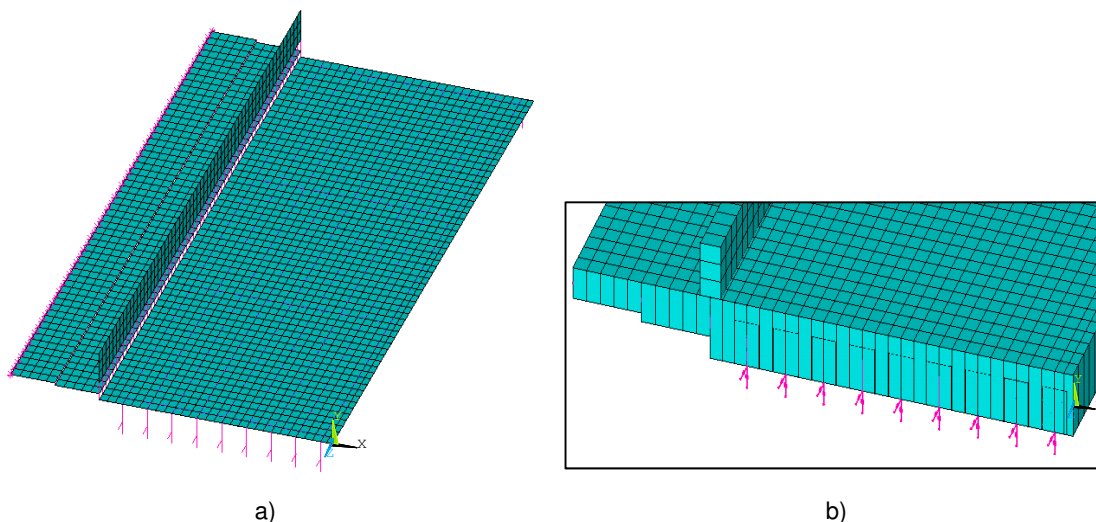


Figura 3.6 – Modelo C1: a) Vista geral; b) Detalhe com as dimensões atribuídas

Assim, inicialmente posicionaram-se pontos auxiliares (*keypoints*) nos alinhamentos longitudinais e transversais relevantes, que mais tarde com a geração da malha, originam nós de elementos com as



mesmas coordenadas. Assim, na direcção longitudinal, consideraram-se relevantes os alinhamentos indicados no Quadro 3.9. Por sua vez, a nível transversal os alinhamentos considerados estão indicados no Quadro 3.10.

Quadro 3.9 – Alinhamentos longitudinais do modelo C1

Nº do alinhamento	X (m)	Descrição	Dist. para o alinhamento seguinte (m)
1	-6,2	Extremidade	0,85
2	-5,35	Desnível de consola	0,85
3	-4,5	Murete	0,45
4	-4,05	Perfil HE500B	0,475
5	-3,575	Perfil HE500B	0,475
6	-3,1	Perfil HE500B	0,475
7	-2,625	Perfil HE500B	0,475
8	-2,15	Perfil HE500B	0,475
9	-1,675	Perfil HE500B	0,475
10	-1,2	Perfil HE500B	0,475
11	-0,725	Perfil HE500B	0,475
12	-0,25	Perfil HE500B	0,225
13	-0,025	Extremidade	-

De notar que as consolas em todos os modelos foram divididas em duas partes de igual largura e diferente espessura, para traduzir melhor o facto de estas serem de espessura variável entre 0,3 e 0,5 m. Assim, a metade mais próxima da laje tem 0,45 m de espessura, enquanto a metade mais afastada tem 0,35 m de espessura. Desta forma, os seus eixos estão desnivelados de 5 cm. Estas dimensões são atribuídas aos elementos SHELL63 através das *Real Constants* 2 e 3 do Quadro 3.3.

A ligação entre a parte interior da consola, o murete e a laje é efectuada no alinhamento longitudinal 3. Neste alinhamento o desnível entre a laje e a consola interior é de 12,5 cm e entre a consola interior e o murete é de 22,5 cm. De notar também que o plano de simetria do modelo completo corresponde a  $X=0$  pelo que o alinhamento longitudinal 13 está deslocado 2,5 cm devido à junta de 5 cm que aí se situa.

Quadro 3.10 – Alinhamentos transversais do modelo C1

Nº do alinhamento	Z (m)	Descrição	Dist. para o alinhamento seguinte (m)
1	0	Extremidade	0,2
2	-0,2	Perfil HE120B	3,8
3	-4	Perfil HE120B	3,6
4	-7,6	Perfil HE120B	3,8
5	-11,4	Perfil HE120B	0,2
6	-11,6	Extremidade	-

Os alinhamentos transversais foram definidos principalmente pelos perfis HE120B indicados no Quadro 3.10. Adoptou-se predominantemente 20 cm para a dimensão da malha, pelo que o

posicionamento das carlingas no modelo respeitou esta dimensão previamente estabelecida, tentando-se conciliar ao máximo com as disposições de projecto.

No que diz respeito à definição do vão para a modelação, este foi cuidadosamente analisado, uma vez que é um factor preponderante na análise de pontes de pequeno vão, de acordo com a Figura 2.1. Tendo em conta que em vãos intermédios a distância entre pilares é de 12 m, optou-se por definir a distância entre apoios no modelo de 11,6 m, ignorando as pequenas consolas para além dos apoios.

A massa da via (balastro, travessas e carris) correspondente a um tramo foi adicionada a todos os elementos de casca da laje:

$$A_{balastro}(m^2) = 11,6 \times 4,325 = 50,17m^2 \quad (3.6)$$

$$M_{balastro}(kg) = \rho_{bal}(kg/m^3) \times h(m) \times A_{bal}(m^2) = 1800 \times 0,6 \times 50,17 \cong 54184kg \quad (3.7)$$

$$M_{travessas}(kg) = n^o_{trav} \times m(kg) = 20 \times 300 = 6000kg \quad (3.8)$$

$$M_{carris}(kg) = n^o \times l(m) \times A(m^2) \times \rho_{aço}(kg/m^3) = \\ = 2 \times 11,6 \times 7,687 \times 10^{-3} \times 7850 \cong 1400kg \quad (3.9)$$

A massa total adicionada aos elementos de casca foi então de 61584 kg, distribuída numa área de laje de 51,91 m<sup>2</sup> (11,6 m × 4,475 m), que resulta numa carga distribuída pelos elementos de casca correspondentes de 1186 kg/m<sup>2</sup>. De notar que a diferença de 15 cm nas larguras do balastro e da laje se deve à existência do murete guarda-balastro e à concordância entre elementos finitos. Isto introduz um pequeno erro no que diz respeito ao posicionamento das massas, considerando-se desprezável.

Os apoios foram elevados de 0,35 m para posicionar correctamente o eixo médio do tabuleiro, através dos elementos MPC184. Para tal, foram criados nós à cota -0,35 m, inferiores aos nós de extremidade dos perfis HE500B. No que diz respeito aos apoios fixos, estes foram concretizados bloqueando os deslocamentos horizontais nos nós de base dos MPC184. As molas verticais foram então colocadas para introduzir a rigidez vertical necessária. Na definição dos apoios móveis, para além destas molas verticais, foram também introduzidas as molas horizontais na direcção longitudinal para simular a distorção do neoprene. Para representar o travamento transversal do lado exterior, foi impedido o deslocamento na direcção X do nó de extremidade dos elementos de casca da laje.

Construído o modelo, procedeu-se à análise estática para verificação das massas e à análise modal para extracção dos modos de vibração da estrutura. O Quadro 3.11 indica todos os componentes do modelo e respectivas massas. A massa total do modelo foi verificada através das reacções FY.

Quadro 3.11 – Massas do modelo C1 (L=11,6 m)

Betão		Aço		Via		Guarda-corpos	
Área (m <sup>2</sup> )	3,9625	Área HE500B (m <sup>2</sup> )	0,2048	Massa (kg/m <sup>2</sup> )	1186	Massa (kg)	580
Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	2500	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	7850	Área (m <sup>2</sup> )	51,91		
Massa (kg)	114913	Massa HE500B (kg)	18645	Massa (kg)	61584		
		Área HE120B (m <sup>2</sup> )	0,00325				
		Qtd. HE120B (m)	15,2				
		Massa HE120B (kg)	388				
Total: Massa = 196110 kg							

Relativamente ao comprimento da ponte (11,6 m) obtém-se portanto, uma massa por unidade de comprimento de 16,9 t/m.

## 3.3.4. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO C2

No segundo modelo numérico é representado meio tabuleiro com dois vãos sucessivos e uma extensão da via para simular a sua continuidade (Figura 3.7). O código APDL está indicado no Anexo A2. Tal como no modelo C1, foram criados *keypoints* para definir os alinhamentos longitudinais e transversais mais relevantes, que estão indicados nos Quadros 3.12 e 3.13, respectivamente.

Quadro 3.12 – Alinhamentos longitudinais do modelo C2

Nº do alinhamento	X (m)	Descrição	Dist. para o alinhamento seguinte (m)
1	-6,2	Extremidade	0,85
2	-5,35	Desnível de consola	0,85
3	-4,5	Murete	0,45
4	-4,05	Perfil HE500B	0,475
5	-3,575	Perfil HE500B	0,475
6	-3,1	Perfil HE500B	0,475
7	-2,625	Perfil HE500B	0,475
8	-2,15	Perfil HE500B	0,475
9	-1,675	Perfil HE500B	0,475
10	-1,2	Perfil HE500B	0,475
11	-0,725	Perfil HE500B	0,475
12	-0,25	Perfil HE500B	0,225
13	-0,025	Extremidade	-
14	-4,35	Balastro	4,325
15	-0,025	Balastro	-
16	-3,2583	Travessas	2,2167
17	-1,0416	Travessas	-
18	-2,984	Carril	1,668
19	-1,316	Carril	-

Os alinhamentos longitudinais 1 a 13, que representam a estrutura, são os mesmos do modelo C1. Os alinhamentos 14 a 19 são os mais relevantes para a definição da via. Definem as extremidades dos elementos de volume, que representam o balastro e as travessas e o posicionamento dos carris na direcção transversal. O balastro foi posicionado por cima dos elementos de casca da laje, entre a extremidade da estrutura e o guarda-balastro, de maneira a respeitar a dimensão da malha, com um máximo de 20 cm. De notar que não foram feitas quaisquer ligações entre os elementos de volume do balastro e os elementos de casca do murete. No posicionamento das travessas e consequentemente dos carris, as indicações de projecto foram conciliadas com a disposição da malha do balastro. Foram criados 3 elementos entre perfis metálicos, o que resulta numa largura de  $(0,475/3) = 0,1583m$ . Optou-se por constituir as travessas com 14 elementos na direcção X, o que resulta num comprimento de 2,2167 m. No entanto, a sua massa real foi preservada, ou seja, 300 kg. Para tal, houve necessidade de encontrar uma densidade equivalente através da expressão (3.10), que está indicada no Quadro 3.1 da secção 3.3.1.

$$\rho(kg/m^3) = \frac{m(kg)}{V(m^3)} = \frac{300}{2,2167 \times 0,2^2} = 3383kg/m^3 \quad (3.10)$$

Os carris foram introduzidos no modelo através de uma linha criada a meio da face superior dos elementos de volume das palmilhas. Esta linha pertence então simultaneamente aos elementos de viga dos carris e aos elementos de volume das palmilhas, estando os elementos assim interligados. Para além disto, os elementos de volume do balastro, travessas e palmilhas estão também ligados através de uma função do ANSYS que os permite juntar. Desta forma todos os elementos do modelo estão ligados entre si.

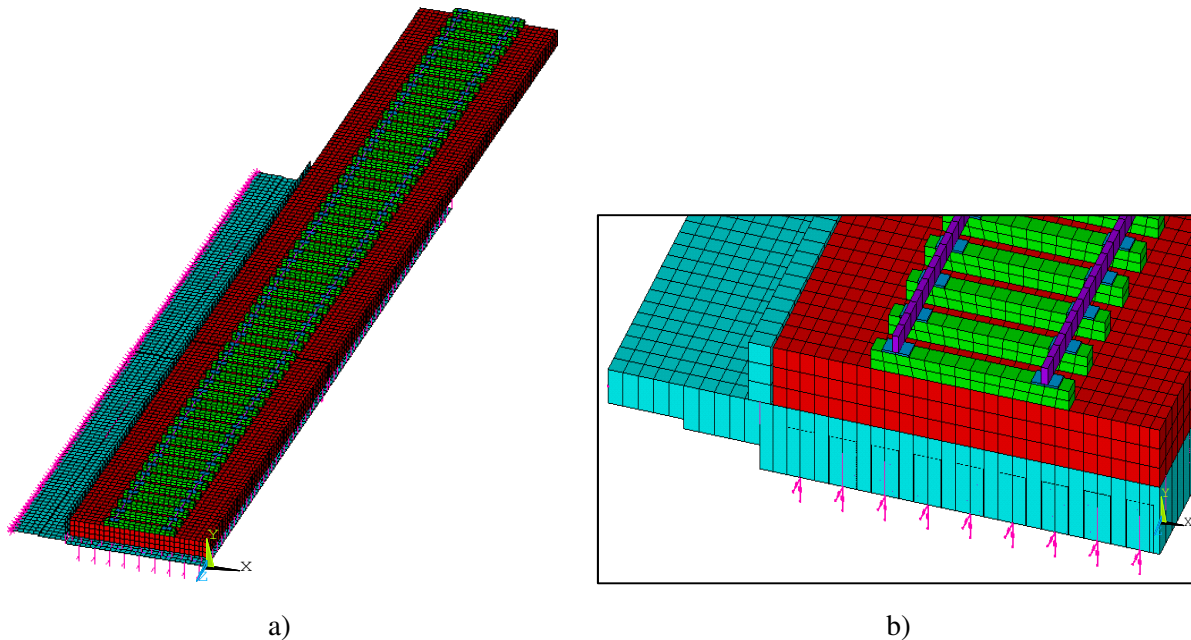


Figura 3.7 – Modelo C2: a) Vista geral; b) Detalhe com as dimensões atribuídas

Quadro 3.13 – Alinhamentos transversais do modelo C2

Nº do alinhamento	Z (m)	Descrição	Dist. para o alinhamento seguinte (m)
1	0	Extremidade	0,2
2	0,2	Perfil HE120B	3,8
3	4	Perfil HE120B	3,6
4	7,6	Perfil HE120B	3,8
5	11,4	Perfil HE120B	0,2
6	11,6	Extremidade	0,06
7	11,66	Extremidade	0,2
8	11,86	Perfil HE120B	3,8
9	15,66	Perfil HE120B	3,6
10	19,26	Perfil HE120B	3,8
11	23,06	Perfil HE120B	0,2
12	23,26	Extremidade	10
13	33,26	Balastro extra	-

Os alinhamentos transversais (Quadro 3.13) dizem respeito ao posicionamento das carlingas e ao limite da extensão da via para simular o encontro. Foram definidos 10 m de via adicionais para além da estrutura. Tal extensão é suportada por apoios nos nós inferiores do balastro, que impedem

translações nas três direcções. De notar que na junta de 6 cm entre vãos a estrutura não tem ligação, sendo esta concretizada através da via. Os elementos de volume do balastro são predominantemente cubos de 20 cm de lado, excepto naquela junta onde são paralelepípedos com 6 cm de profundidade. No que diz respeito às dimensões dos elementos de volume das travessas, estes dependeram da bitola, que não respeita o espaçamento da malha feito até então. Assim, houve necessidade de ajustar a malha das travessas desde a sua face inferior à face superior. Optou-se por introduzir dois elementos sobrepostos de 10 cm de altura para reproduzir melhor a flexão das travessas.

A construção dos apoios foi feita à semelhança do modelo C1.

Tal como no modelo C1, neste modelo foram feitas as análises estática e modal para verificação das massas e extracção dos modos de vibração da estrutura, respectivamente. No Quadro 3.14 resumem-se as massas presentes no modelo, que foram verificadas por comparação com as reacções verticais do modelo.

Quadro 3.14 – Massas do modelo C2

Betão	Massa (kg)	$114913 \times 2 = 229826$
Aço	Massa HE120B (kg)	$388 \times 2 = 776$
	Massa HE500B (kg)	$18645 \times 2 = 37290$
Balastro	Massa (kg)	$54184 \times 2 = 108367$
Balastro extra	Massa (kg)	$0,06 \times 0,6 \times 4,325 \times 1800 = 280$
Travessas	Massa (kg)	$(20 + 19) \times 300 = 11700$
Carris	Massa (kg)	$1400 \times 2 = 2800$
Carris extra	Massa (kg)	$0,06 \times 2 \times 7,687 \times 10^{-3} \times 7850 = 7,2$
Guarda-corpos	Massa (kg)	$580 \times 2 = 1160$
Total	Massa (kg)	392206

Relativamente ao comprimento da ponte (23,26 m) obtém-se uma massa por unidade de comprimento de 16,9 t/m, tal como no modelo C1.

### 3.3.5. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO C3

O terceiro modelo é o mais completo dos três, representando na totalidade dois vãos sucessivos e o prolongamento da via. O código APDL de geração deste modelo está indicado no Anexo A3. Os seus alinhamentos transversais são os mesmos do modelo C2 e os alinhamentos longitudinais duplicam-se em relação ao eixo de simetria  $X=0$ . Tal como no modelo C2, a única ligação entre os 4 meios tabuleiros é feita através da via, não existindo qualquer ligação estrutural entre as lajes. O balastro é modelado de igual forma, com elementos de volume cúbicos, excepto na junta entre vãos já explicada atrás, mas também ao longo da junta longitudinal em  $X=0$ , onde os volumes assumem a forma paralelepipedica com 5 cm de largura. As outras dimensões são naturalmente 20 cm. Os apoios são modelados da mesma forma que nos modelos anteriores.

Da mesma forma foi feita a análise estática para verificação das massas. A Figura 3.8 representa o modelo C3 e no Quadro 3.15 estão resumidas as massas presentes no modelo C3, verificadas por comparação com as reacções dos apoios verticais.

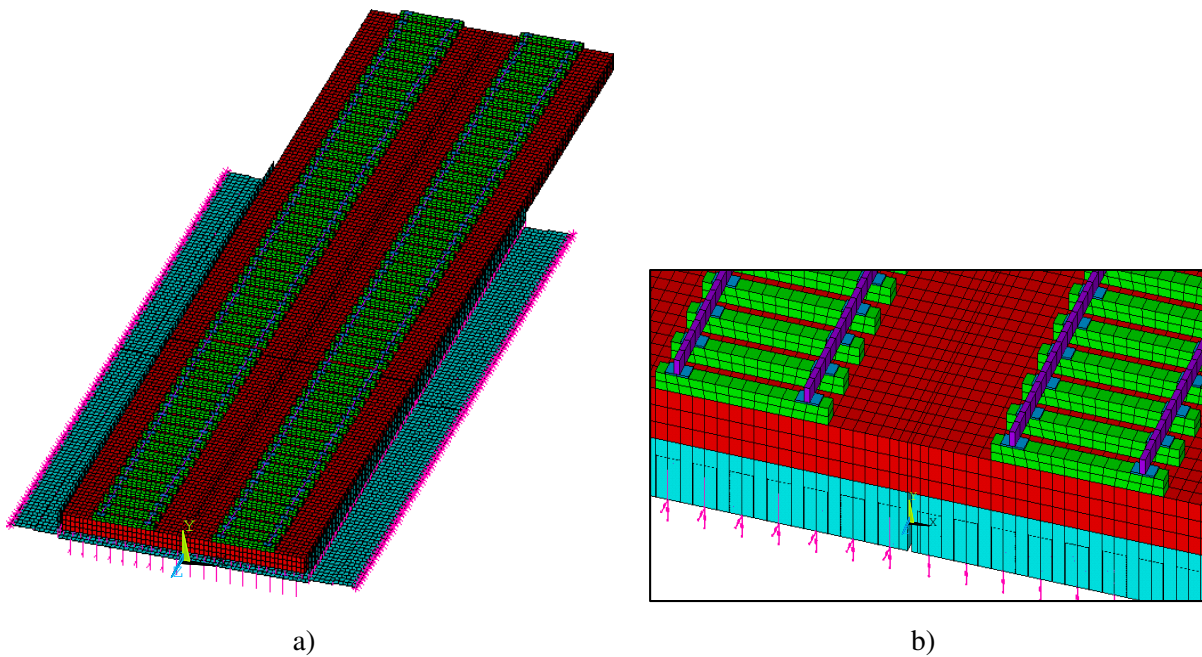


Figura 3.8 – Modelo C3: a) Vista geral; b) Detalhe com as dimensões atribuídas

Quadro 3.15 – Massas do modelo C3

Betão	Massa (kg)	$229826 \times 2 = 459652$
Aço	Massa HE120B (kg)	$776 \times 2 = 1552$
	Massa HE500B (kg)	$37290 \times 2 = 74580$
Balastro	Massa (kg)	$108367 \times 2 + 280 \times 2 = 217294$
Balastro extra	Massa (kg)	$0,05 \times 23,26 \times 0,6 \times 1800 = 1256$
Travessas	Massa (kg)	$11700 \times 2 = 23400$
Carris	Massa (kg)	$2800 \times 2 = 5600$
Carris extra	Massa (kg)	$7,2 \times 2 = 14,4$
Guarda-corpos	Massa (kg)	$1160 \times 2 = 2320$
<b>Total</b>	<b>Massa (kg)</b>	<b>785668</b>

A massa por unidade de comprimento é então de 33,9 t/m, sensivelmente o dobro dos modelos anteriores, uma vez que este modelo possui as duas vias.

O Quadro 3.16 dá uma indicação do número de nós e de elementos presentes nos três modelos de elementos finitos.

Quadro 3.16 – Dimensão dos modelos de elementos finitos

Modelo	C1	C2	C3
Nº de nós	2759	29150	58300
Nº de elementos	3335	23709	47860

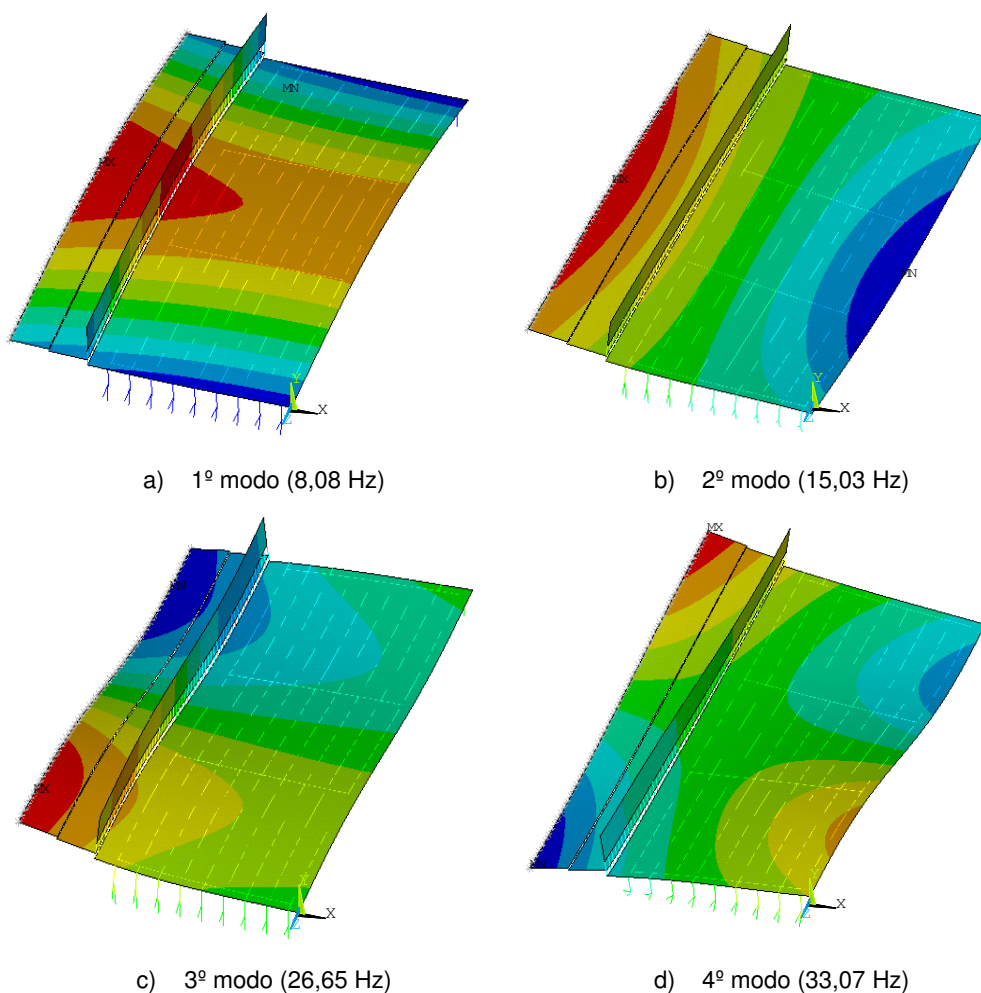
### 3.4. ANÁLISE MODAL

Construídos os modelos procedeu-se à sua análise modal. Nesta secção apresentam-se os resultados destas análises para os três modelos atrás descritos.

#### 3.4.1. MODELO C1

No que diz respeito à análise modal do primeiro modelo, foram obtidos 8 modos de vibração, sendo que a frequência foi limitada a 60 Hz. Tratando-se de uma estrutura de pequeno vão, as frequências de vibração atingem normalmente valores elevados, pelo que o valor máximo de frequência a utilizar em análises dinâmicas, indicado na norma EN1990-AnnexA2, de 30 Hz, apenas engloba os 3 primeiros modos de vibração deste modelo. Assim, para incluir mais modos deste modelo simples, alargou-se a banda de frequências para 60 Hz, não sendo necessário elevado tempo de cálculo para o conseguir.

Apresentam-se então na Figura 3.9, os oito primeiros modos de vibração obtidos. A escala de cores está de acordo com os deslocamentos verticais (segundo Y), excepto no sétimo modo em que são representados os deslocamentos longitudinais (segundo Z).



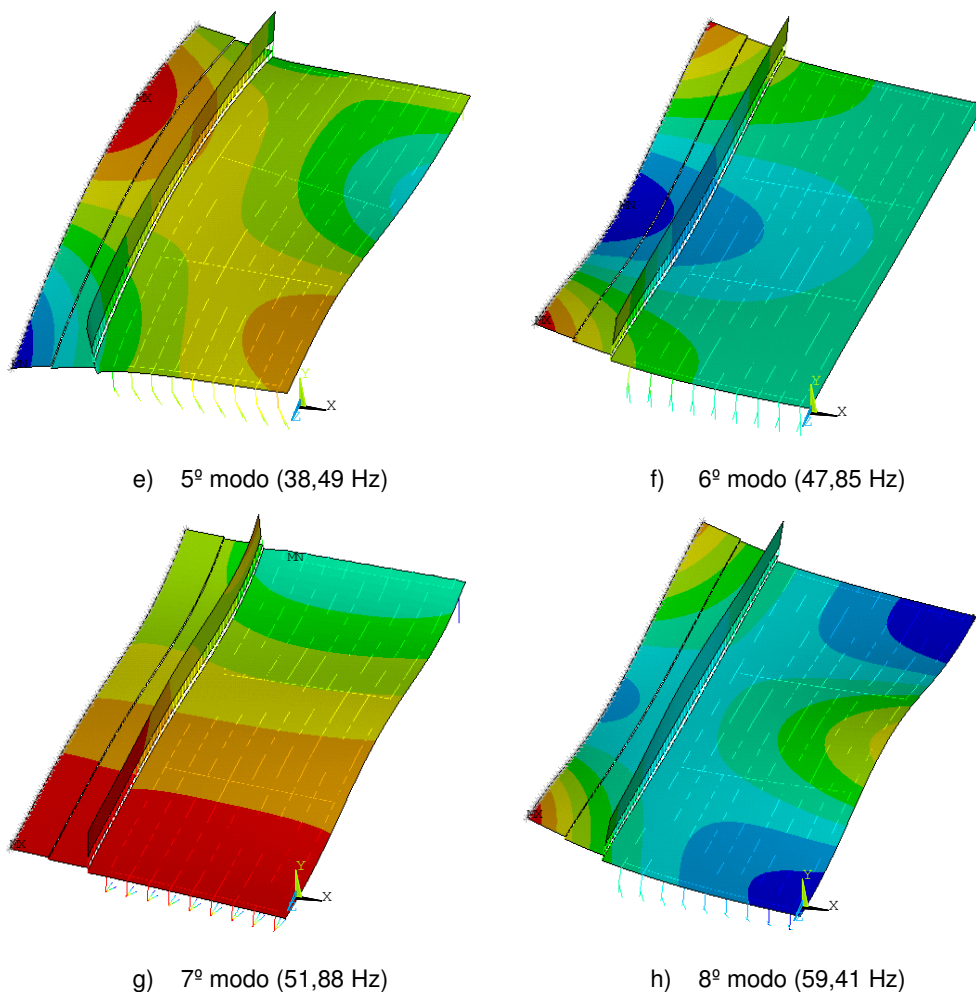


Figura 3.9 – Oito primeiros modos de vibração obtidos para o modelo C1

Os 8 modos de vibração estão ainda descritos no Quadro 3.17. Uma vez que não se trata de uma estrutura simétrica, os modos de vibração não se encontram definidos claramente no que diz respeito à sua configuração, para uma gama alta de frequências. O 5º modo, por exemplo, apresenta flexão vertical em particular na zona da consola. No entanto, optou-se por denomina-lo de modo transversal, porque de facto este é o comportamento que o difere dos outros modos.

Quadro 3.17 – Descrição dos 8 modos de vibração do modelo C1

Nº do modo	Freq.(Hz)	Descrição
1	8,08	1º modo de flexão vertical
2	15,03	1º modo de torção
3	26,65	2º modo de flexão vertical
4	33,07	2º modo de torção
5	38,49	1º modo transversal
6	47,85	1º modo de flexão vertical da consola
7	51,88	1º modo longitudinal
8	59,41	3º modo de flexão vertical



Foi feita uma análise posterior até 100 Hz tendo-se obtido 14 modos de vibração. Constatou-se que a partir do 12º modo não é claro o comportamento da estrutura, uma vez que esta apresenta configurações mistas. Neste mesmo modo, o comportamento predominante são movimentos transversais na direcção X do apoio móvel, não sendo de desprezar alguma flexão da consola em simultâneo, conforme ilustra a Figura 3.10. Este comportamento da consola acompanha também a configuração principal de modos com frequências superiores.

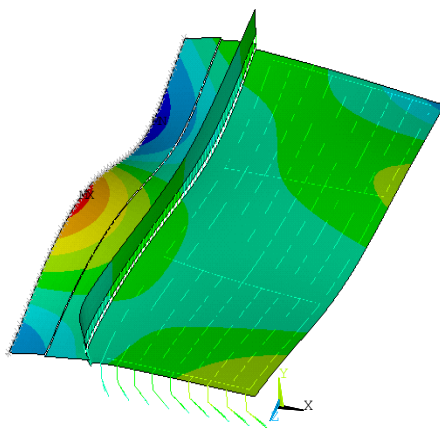
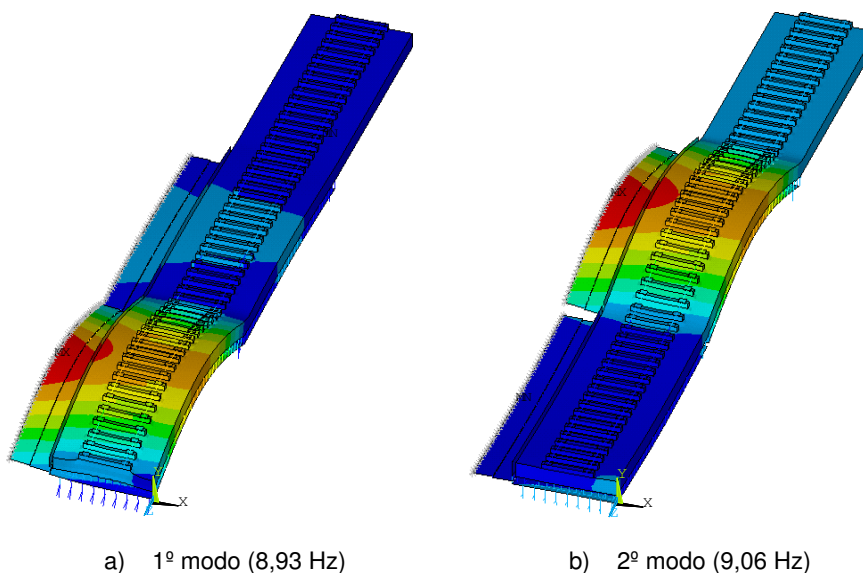


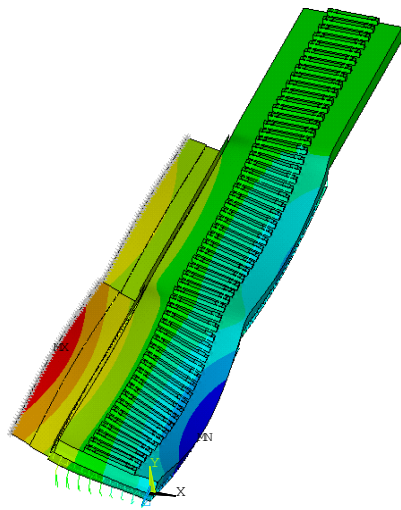
Figura 3.10 – 12º modo de vibração do modelo C1 (79,97 Hz)

#### 3.4.2. MODELO C2

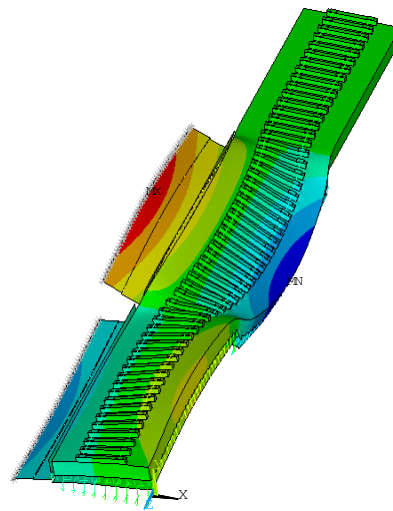
Na análise modal do segundo modelo foram obtidos 40 modos de vibração, sendo que a frequência foi limitada a 60 Hz. No presente modelo onde estão presentes dois vãos sucessivos, constata-se que os primeiros modos de vibração se encontram aos pares, com frequências muito próximas, sendo que o par de frequências ligeiramente superior diz respeito ao vão em contacto com o prolongamento da via, o que denota que a continuidade da via introduz um ligeiro aumento de rigidez na estrutura.

Na Figura 3.11 estão ilustrados os 8 primeiros modos de vibração obtidos.

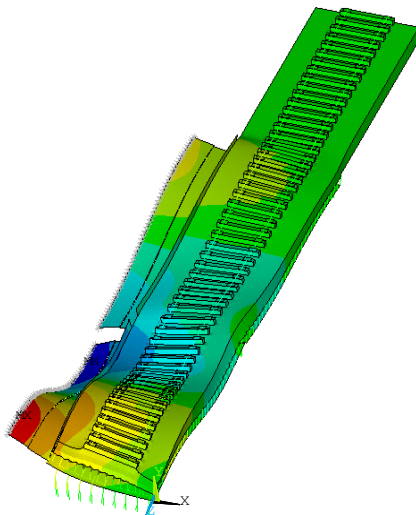




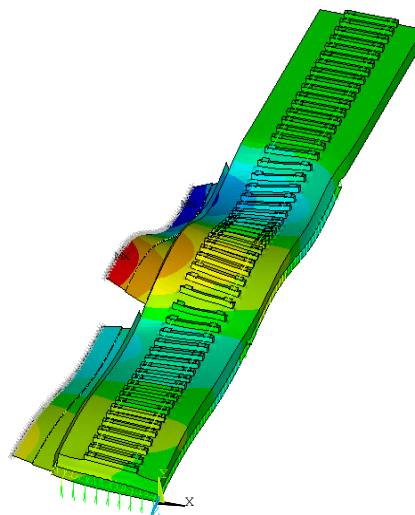
c) 3º modo (14,79 Hz)



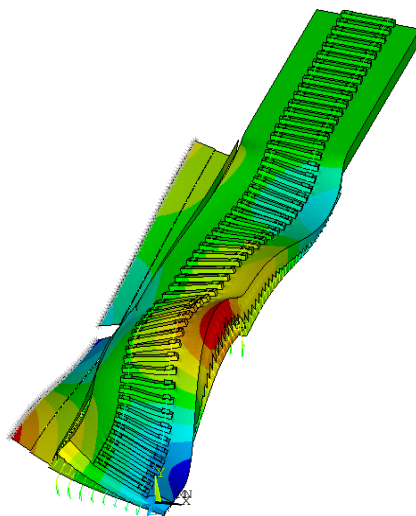
d) 4º modo (15,30 Hz)



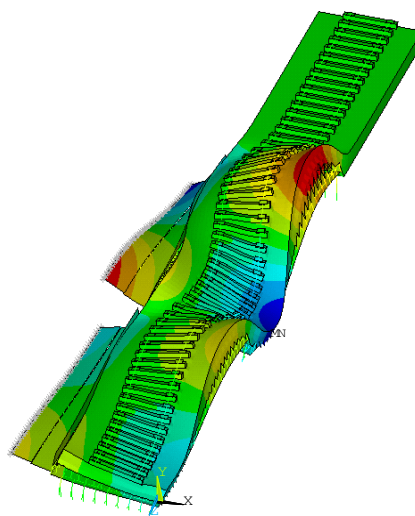
e) 5º modo (26,57 Hz)



f) 6º modo (27,17 Hz)



g) 7º modo (31,06 Hz)



h) 8º modo (32,00 Hz)

Figura 3.11 – Oito primeiros modos de vibração (modelo C2)

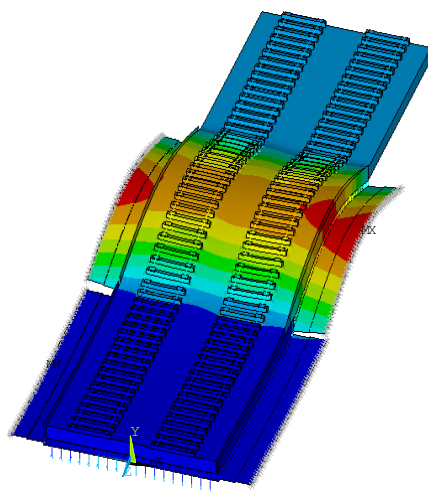
Os 20 primeiros modos de vibração apresentam-se ainda descritos no Quadro 3.18, onde os tramos estão numerados, sendo que o tramo 1 é o mais afastado do aterro e o tramo 2 é o mais próximo deste.

Quadro 3.18 – Descrição dos 20 primeiros modos de vibração do modelo C2

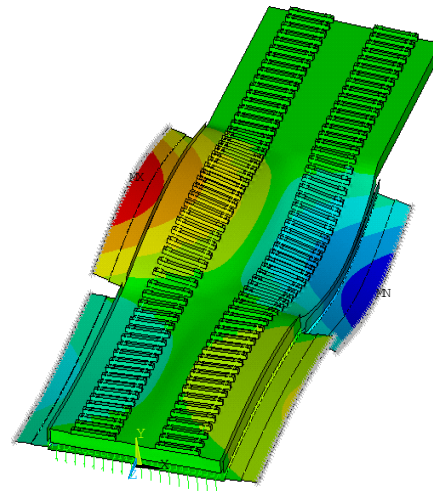
Nº do modo	Freq.(Hz)	Descrição	Tramo
1	8,93	1º modo de flexão vertical	1
2	9,06	1º modo de flexão vertical	2
3	14,79	1º modo de torção	1,2
4	15,30	1º modo de torção	2,1
5	26,57	2º modo de flexão vertical	1,2
6	27,17	2º modo de flexão vertical	2,1
7	31,06	2º modo de torção	1,2
8	32,00	2º modo de torção	2,1
9	34,65	1º modo transversal	1,2
10	35,17	1º modo transversal	2,1
11	39,99	1º modo longitudinal	1,2
12	42,95	1º modo de flexão vertical da consola	1,2
13	44,45	1º modo de flexão vertical da consola	2,1
14	44,81	Modo da via	
15	45,62	2º modo longitudinal	2,1
16	46,80	1º modo de torção da consola	1,2
17	47,67	1º modo de torção da consola	2,1
18	48,39	2º modo de torção da consola	2,1
19	49,95	1º modo de flexão transversal	1,2
20	50,36	1º modo de flexão transversal	2,1

### 3.4.3. MODELO C3

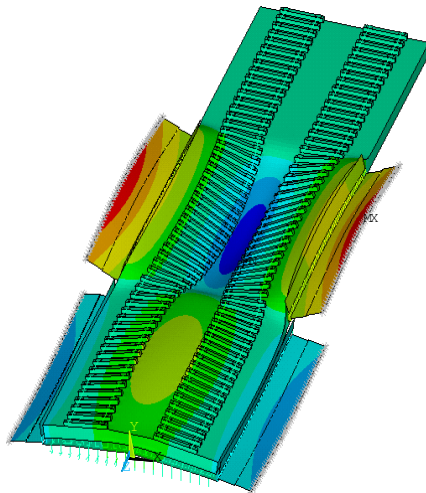
No que diz respeito ao terceiro modelo, foram limitadas as frequências da análise modal a 60 Hz tal como no modelo anterior, tendo sido obtidos 73 modos de vibração. Os pares de frequências verificadas no modelo C2 repetem-se neste modelo, uma vez mais devido à presença de dois vãos sucessivos. Na Figura 3.12 estão representados os 10 primeiros modos de vibração do tramo mais próximo do encontro, por ser este o alvo de estudo no presente trabalho.



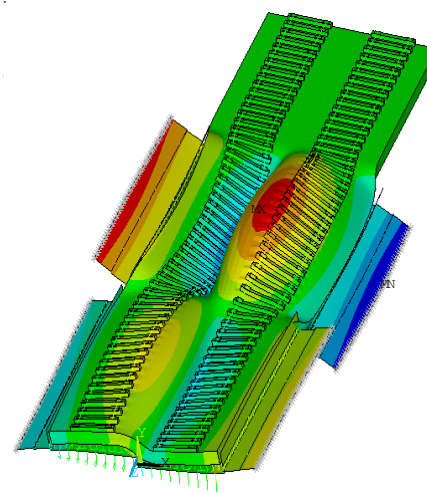
a) 2º modo (9,12 Hz)



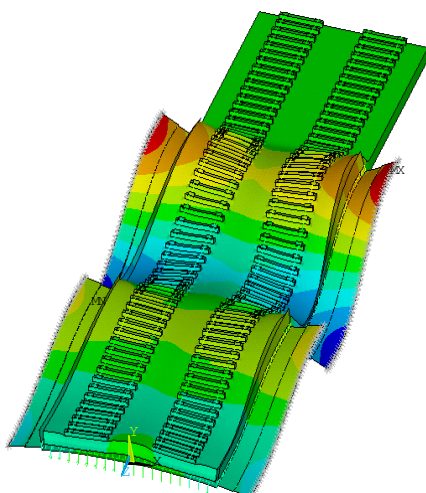
b) 4º modo (10,43 Hz)



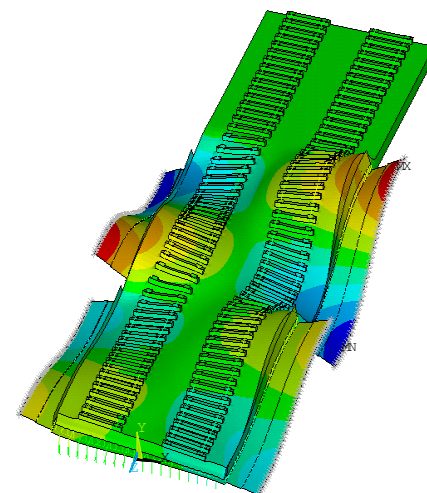
c) 6º modo (16,23 Hz)



d) 8º modo (21,82 Hz)



e) 11º modo (27,24 Hz)



f) 12º modo (27,43 Hz)

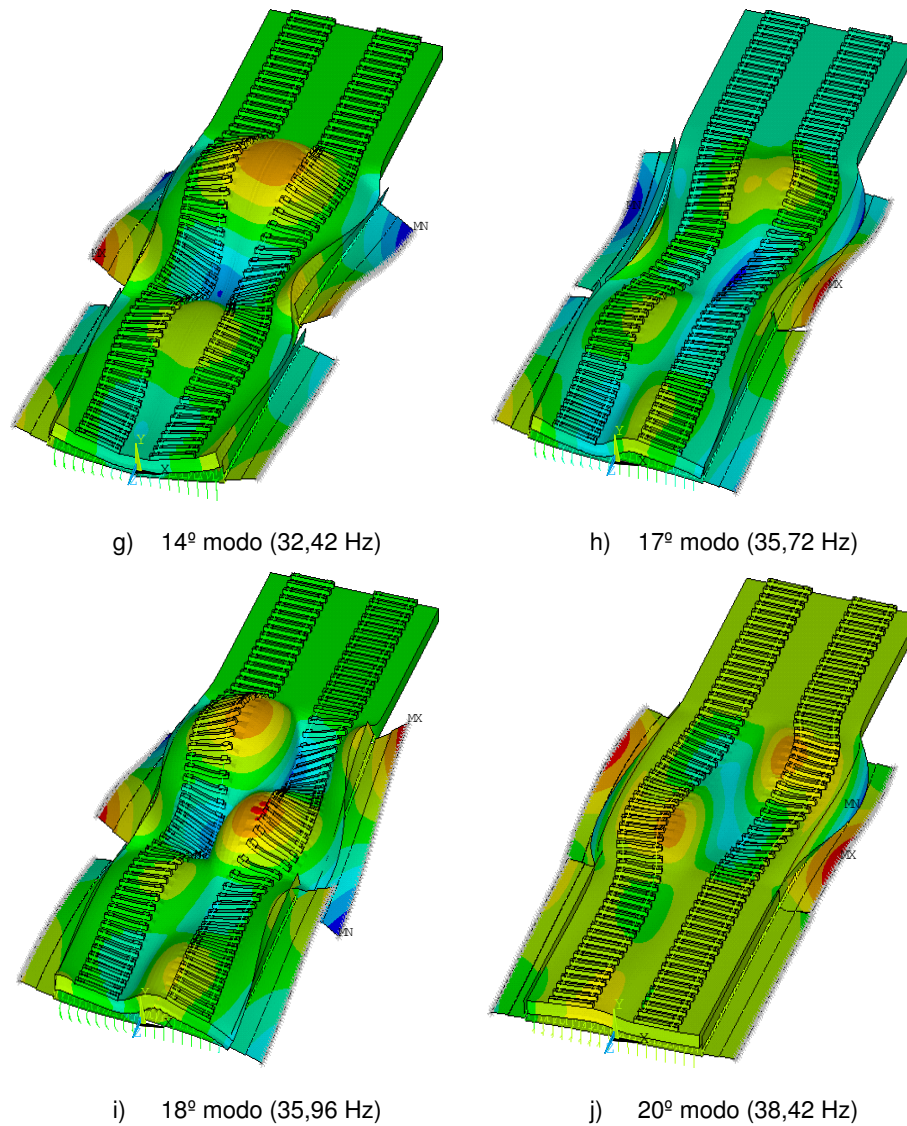


Figura 3.12 – Dez primeiros modos de vibração do tramo 2 (modelo C3)

Os modos apresentados são aqueles mais bem definidos do tramo mais próximo do aterro do modelo C3, e que poderão contribuir mais significativamente para a resposta dinâmica da estrutura, nomeadamente em termos de acelerações do tabuleiro.

No Quadro 3.19 descrevem-se os 20 primeiros modos de vibração da estrutura, que mais não são do que os representados na figura anterior e os modos do vão mais afastado do aterro.

Quadro 3.19 – Descrição dos 20 primeiros modos de vibração do modelo C3

Nº do modo	Freq.(Hz)	Descrição	Vão
1	8,92	1º modo de flexão vertical	1
2	9,12	1º modo de flexão vertical	2
3	10,18	1º modo de torção	1,2
4	10,43	1º modo de torção	2,1
5	15,81	2º modo de torção	1,2
6	16,23	2º modo de torção	2,1
7	21,47	3º modo de torção	1,2
8	21,82	3º modo de torção	2,1
9	26,67	2º modo de flexão vertical	1,2
10	26,72	4º modo de torção	1,2
11	27,24	2º modo de flexão vertical	2,1
12	27,43	4º modo de torção	2,1
13	31,65	5º modo de torção	1,2
14	32,42	5º modo de torção	2,1
15	35,12	6º modo de torção	1,2
16	35,30	1º modo transversal	1,2
17	35,72	1º modo transversal	2,1
18	35,96	6º modo de torção	2,1
19	38,04	2º modo transversal	1,2
20	38,42	2º modo transversal	2,1

Analisados os modos de vibração dos três modelos, é possível corresponder as configurações modais entre os três, uma vez que têm comportamento semelhante. O Quadro 3.20 faz essa correspondência entre os modos principais de cada modelo.

Quadro 3.20 – Correspondência entre modos de vibração (frequências [Hz])

Descrição	Modelo C1	Modelo C2	Modelo C3
1º modo vertical	8,08	8,93	8,92
		9,06	9,12
1º modo de torção	15,03	14,79	15,81
		15,30	16,23
2º modo vertical	26,65	26,57	26,67
		27,17	27,24
2º modo de torção	33,07	31,06	31,65
		32,00	32,42
1º modo transversal	38,49	34,65	35,30
		35,17	35,72

### 3.5. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Nesta secção pretende-se encontrar os valores óptimos de algumas propriedades da ponte utilizadas na construção dos modelos, com vista a ajustar as frequências obtidas previamente em ensaios de vibração ambiental, realizados no âmbito de outro trabalho [36]. É feita uma pequena análise de sensibilidade das propriedades que se consideram ser as que mais influenciam a estrutura do ponto de vista dinâmico. Para tal foram utilizados os modelos com inclusão da via, C2 e C3. Em ambos os modelos é feito um pequeno estudo para perceber qual a sensibilidade das frequências dos primeiros modos de vibração, perante as alterações feitas a tais propriedades. Posteriormente são escolhidas duas propriedades para fazer uma análise mais detalhada.

#### 3.5.1. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

A ponte de Canelas já foi alvo de um estudo experimental no passado [36], com o objectivo de avaliar a adequabilidade da estrutura face ao aumento da velocidade máxima de circulação dos comboios pendulares de 140 km/h para 220 km/h. Este estudo teve resultados positivos, tendo sido contabilizados os seguintes aspectos: segurança estrutural, segurança de circulação dos comboios e conforto dos passageiros. A campanha de monitorização deste estudo centrou-se essencialmente no tramo Norte, no meio tabuleiro correspondente à via ascendente. O ensaio de vibração ambiental desta campanha permitiu identificar os primeiros modos de flexão vertical e de torção, cujas frequências indicadas no Quadro 3.21 serviram de base para a calibração dos modelos no presente trabalho.

Quadro 3.21 – Frequências e amortecimento identificados para o tramo Norte [36]

1º modo de flexão vertical (Hz)	1º modo de torção (Hz)	Amortecimento, $\xi$ (%)
8,6	15,6	1,5

No âmbito das campanhas experimentais e de uma visita ao local, constatou-se também que a altura de balastro ultrapassa 1 m em várias zonas da ponte.

#### 3.5.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

A calibração dos modelos baseou-se na análise de sensibilidade a quatro propriedades: o módulo de elasticidade do balastro e do betão, a massa do balastro e a rigidez dos apoios. Todas estas propriedades foram balizadas criteriosamente.

Ao módulo de elasticidade do balastro, inicialmente considerado de 145 MPa, foi imposto um valor mínimo de 120 MPa e um máximo de 200 MPa.

Quanto ao módulo de elasticidade do betão foi imposto um mínimo de 32 GPa e um máximo calculado para a idade da obra, segundo a norma EN1992-1-1, conforme a expressão (3.11). Nesta expressão  $E_{cm}$  e  $f_{cm}$  são o módulo de elasticidade do betão e a tensão média de rotura aos 28 dias, respectivamente, e  $E_{cm}(t)$  e  $f_{cm}(t)$  são os valores a uma idade de  $t$  dias.

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} \times E_{cm} \quad (3.11)$$

O quociente entre  $f_{cm}(t)$  e  $f_{cm}$  é dado por  $\beta_{cc}(t)$  segundo a expressão (3.12). Foi considerado um tempo de 5500 dias (aproximadamente 15 anos). A variável  $s$  depende do tipo de cimento, que é considerado de classe N, pelo que toma o valor de 0,25.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s(1-(\frac{28}{t})^{0,5})} = 1,262 \quad (3.12)$$

Assim, o módulo de elasticidade do betão para o tempo considerado é 36,5 GPa, pelo que se considerou 37 GPa na análise.

No que diz respeito à definição da massa do balastro, optou-se por variar a sua densidade em detrimento de alterar o modelo de elementos finitos. O modelo inicial, conforme atrás descrito, contém uma camada uniforme de elementos de volume representativos do balastro com 60 cm de altura. Esta altura é estimada por defeito, havendo zonas da via em que supera 1 m. Assim, consideraram-se quatro valores de densidade na calibração, correspondentes a alturas de 60, 70, 80 e 90 cm de balastro. Os seguintes valores de densidade foram então contabilizados: 1800, 2100, 2400 e 2700 kg/m<sup>3</sup>.

A rigidez dos apoios depende do módulo de elasticidade do neoprene, pelo que quatro valores desta propriedade foram tidos em conta, conforme a classificação quanto à dureza Shore presente no Quadro 3.5 da secção 3.3.2. As rigidezes vertical e horizontal foram então calculadas conforme o descrito em 3.3.2 e resumem-se no Quadro 3.22.

Quadro 3.22 –  $K_v$  e  $K_h$  dos apoios em função da dureza Shore do neoprene

Dureza	40	50	60	70
$K_v$ (kN/m)	$117 \times 10^3$	$186 \times 10^3$	$315 \times 10^3$	$547 \times 10^3$
$K_h$ (kN/m)	413	579	818	1121

O estudo centrou-se numa análise de erro segundo a expressão (3.13), onde  $f_{exp}^v$  e  $f_{exp}^t$  são as frequências encontradas experimentalmente do 1º modo de flexão vertical e do 1º modo de torção, respectivamente. O índice  $i$  representa cada alteração efectuada às propriedades.

$$E_i = |f_{exp}^v - f_i^v| + |f_{exp}^t - f_i^t| \quad (3.13)$$

### 3.5.3. RESULTADOS PARA O MODELO C2

No modelo C2 houve necessidade de extrair 4 modos de vibração de forma a captar o 1º modo de torção do tramo Norte.

Os Quadros 3.23 a 3.26 apresentam as frequências encontradas perante a alteração apenas da variável em questão. As restantes variáveis foram mantidas. O valor R indica a proporção para o valor de base, cujo valor é 1. Este parâmetro é introduzido para melhor compreensão gráfica.

Quadro 3.23 – Frequências encontradas para alterações do módulo de elasticidade do balastro

E (MPa)	R	1º modo de flexão vertical (Hz)	1º modo de torção (Hz)	Erro
120	0,828	8,93	15,15	0,78
145	1	9,06	15,30	0,76
200	1,38	9,30	15,57	0,73



Quadro 3.24 – Frequências encontradas para alterações do módulo de elasticidade do betão

E (GPa)	R	1º modo de flexão vertical (Hz)	1º modo de torção (Hz)	Erro
32	0,941	8,92	15,11	0,81
34	1	9,06	15,30	0,76
37	1,09	9,26	15,56	0,70

Quadro 3.25 – Frequências encontradas para alterações da densidade do balastro

$\rho_{bal}$ (kg/m <sup>3</sup> )	R	1º modo de flexão vertical (Hz)	1º modo de torção (Hz)	Erro
1800	1	9,06	15,3	0,76
2100	1,167	8,86	14,97	0,89
2400	1,333	8,67	14,66	1,01
2700	1,5	8,49	14,37	1,34

Quadro 3.26 – Frequências encontradas para alterações da rigidez dos apoios

$K_v$ (MN/m)	R	1º modo de flexão vertical (Hz)	1º modo de torção (Hz)	Erro
117	0,371	8,44	12,14	3,62
186	0,591	8,78	13,58	2,20
315	1	9,06	15,3	0,76
547	1,74	9,25	16,96	2,01

Tendo em conta o parâmetro  $R$  e as frequências encontradas, apresentam-se nas Figuras 3.13 e 3.14 a evolução das frequências do 1º modo de flexão vertical e do 1º modo de torção, respectivamente.

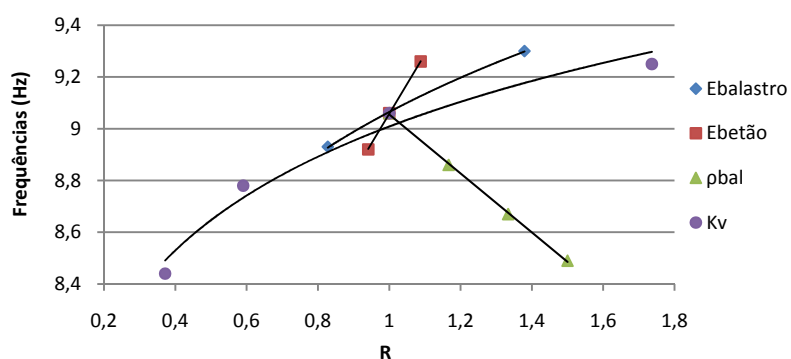


Figura 3.13 – Variação das frequências do 1º modo de flexão vertical (modelo C2)

No caso da frequência do 1º modo de flexão vertical, constata-se que esta é mais sensível a alterações do módulo de elasticidade do betão e da densidade do balastro. Por outro lado, verifica-se que a diminuição da rigidez dos apoios e da densidade do balastro faz com que a frequência diminua também para valores próximos do pretendido.

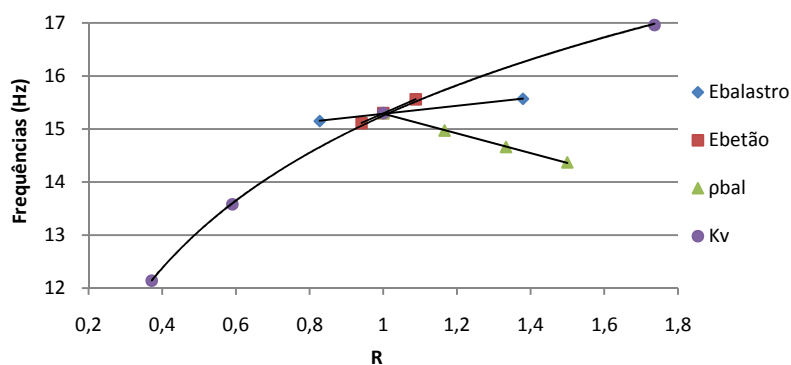


Figura 3.14 – Variação das frequências do 1º modo de torção (modelo C2)

Os parâmetros mais sensíveis na variação da frequência do 1º modo de torção são a rigidez dos apoios a par do módulo de elasticidade do betão, e também a densidade do balastro. Uma vez que a massa do balastro no modelo inicial parece estar estimada por defeito, e que o módulo de elasticidade do neoprene e consequentemente as rigidezes vertical e horizontal dos apoios são difíceis de definir, optou-se por fazer uma análise mais detalhada destes dois parâmetros.

Apesar de as frequências serem mais sensíveis ao módulo de elasticidade do betão, este parâmetro está relativamente bem definido, tendo menor variabilidade em relação aos outros, não sendo escolhido para a análise mais detalhada.

Assim, cada valor de densidade conjugou-se com cada valor de dureza Shore do neoprene, extraindo-se as frequências para os dois modos analisados, conforme os Quadros 3.27 e 3.28. Desta forma é possível elaborar uma superfície de erro, ilustrada na Figura 3.15.

Quadro 3.27 – Variabilidade do 1º modo de flexão vertical

$\rho_{bal}$ (kg/m <sup>3</sup> ) \ Dureza Shore	40	50	60	70	80
1800	8,44	8,78	9,06	9,25	9,36
2100	8,27	8,59	8,86	9,04	9,15
2400	8,10	8,42	8,67	8,85	8,95
2700	7,95	8,25	8,49	8,66	8,76
3000	7,80	8,09	8,32	8,49	8,58

Quadro 3.28 – Variabilidade do 1º modo de torção

$\rho_{bal}$ (kg/m <sup>3</sup> ) \ Dureza Shore	40	50	60	70	80
1800	12,14	13,58	15,30	16,96	18,17
2100	11,87	13,29	14,97	16,59	17,78
2400	11,62	13,01	14,66	16,25	17,40
2700	11,38	12,75	14,37	15,92	17,04
3000	11,16	12,51	14,09	15,60	16,70

Da análise dos Quadros 3.27 e 3.28 constata-se que o 1º modo de torção é mais sensível às variações impostas, principalmente no que diz respeito à dureza Shore do neoprene e consequentemente à rigidez dos apoios, chegando a ter variações de 50% para valores extremos desta propriedade. O Quadro 3.29 indica o erro associado a cada caso.

Quadro 3.29 – Variabilidade do erro (modelo C2)

$\rho_{\text{bal}}$ (kg/m <sup>3</sup> ) \ Dureza Shore	40	50	60	70	80
1800	3,62	2,20	0,76	2,01	3,33
2100	4,06	2,32	0,89	1,43	2,73
2400	4,48	2,77	1,01	0,90	2,15
2700	4,87	3,20	1,34	0,38	1,60
3000	5,24	3,60	1,79	0,11	1,12

Da análise do erro pode-se concluir que este é mínimo para o par de valores  $\rho_{\text{bal}}$  (kg/m<sup>3</sup>) / Dureza Shore de 2700 / 70, valores extremos considerados inicialmente. Para melhor interpretação dos resultados, prolongaram-se esses limites para 3000 kg/m<sup>3</sup> no caso da densidade do balastro e para 80 no caso da dureza do neoprene, para verificar se o erro mínimo se insere na banda de valores considerados ou se, por outro lado, se prolonga para além destes.

Os valores de rigidezes que advêm de uma dureza de 80 foram estimados por interpolação através do Quadro 3.5 da secção 3.3.2. De facto, o erro mínimo verifica-se para uma densidade de 3000 kg/m<sup>3</sup>. No entanto, este valor é irrealista, uma vez que equivale a uma altura constante de balastro de 1 m, o que na realidade não se verifica.

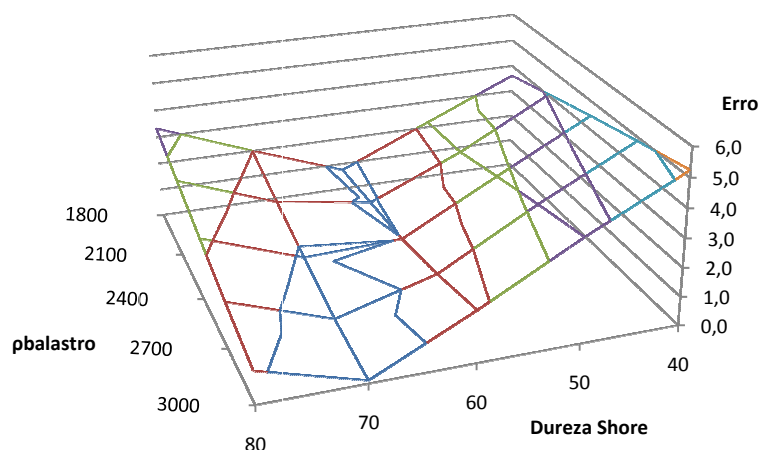


Figura 3.15 – Superfície de erro (modelo C2)

Da análise da Figura 3.15 verifica-se que para valores de dureza Shore entre 60 e 70 o erro é reduzido, parecendo aproximar-se de zero para valores de densidade do balastro superiores aos analisados, não sendo razoável admiti-los.

#### 3.5.4. RESULTADOS PARA O MODELO C3

O mesmo procedimento levado a cabo para o modelo C2, foi feito para o modelo C3. Neste modelo houve necessidade de extrair 6 modos de vibração, de forma a captar o 2º modo de torção do tramo Norte, aquele com a configuração modal pretendida. Os mesmos quatro parâmetros foram analisados e com a alteração individual de cada um obteve-se os gráficos das Figuras 3.16 e 3.17 para o modo de flexão vertical e de torção, respectivamente.

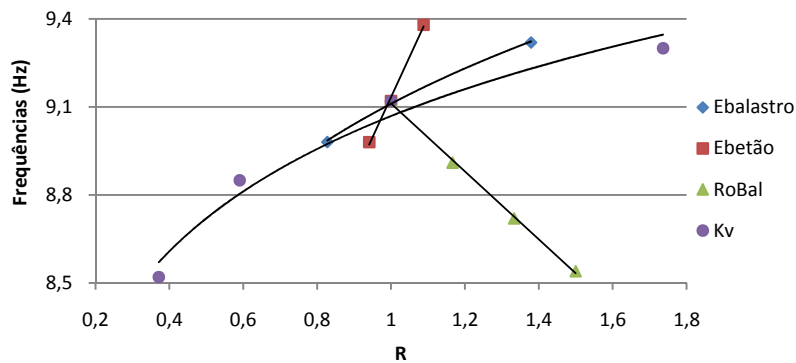


Figura 3.16 – Variação das frequências do 1º modo de flexão vertical (modelo C3)

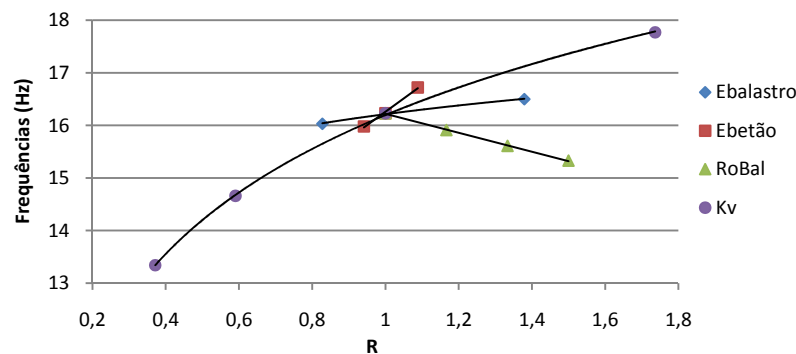


Figura 3.17 – Variação das frequências do 1º modo de torção (modelo C3)

Em relação ao modelo C2, as frequências dos modos analisados deste modelo têm uma sensibilidade semelhante a alterações das propriedades estudadas, sendo que o módulo de elasticidade do betão é o parâmetro mais sensível em ambas as frequências, apesar de ter uma variabilidade reduzida.

Pelos motivos apresentados para o modelo C2, aqui optou-se igualmente por analisar mais detalhadamente a densidade do balastro e a dureza do neoprene, uma vez que são as grandezas com maior incerteza. O Quadro 3.30 indica o erro associado a cada combinação destas duas grandezas, que é ilustrado na superfície de erro do gráfico da Figura 3.18.

Quadro 3.30 – Variabilidade do erro (modelo C3)

$\rho_{bal}$ (kg/m <sup>3</sup> ) \ Dureza Shore	40	50	60	70
1800	2,34	1,19	1,15	2,87
2100	2,78	1,28	0,62	2,32
2400	3,20	1,63	0,13	1,79
2550	3,4	1,86	0,16	1,53
2700	3,60	2,06	0,33	1,28

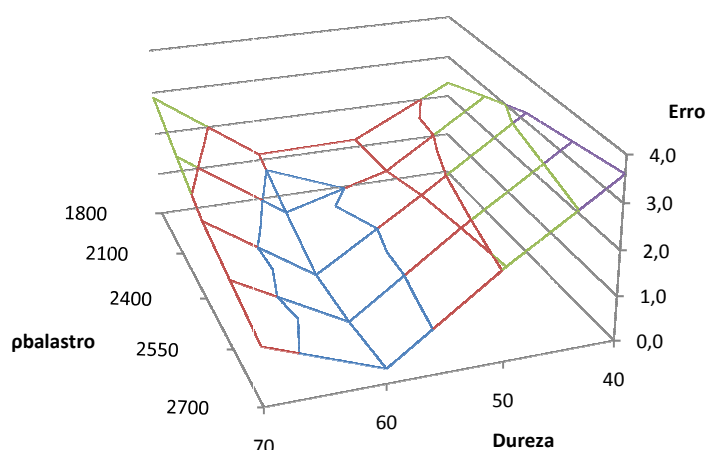


Figura 3.18 – Superfície de erro (modelo C3)

Tal como no modelo anterior, considerou-se mais um valor de densidade do balastro, desta vez intermédio, correspondente a 85 cm de altura média de balastro, uma vez que o erro mínimo já tinha sido encontrado dentro do balizamento efectuado. Considerou-se então o valor de  $2550 \text{ kg/m}^3$ , correspondente a 85 cm de balastro para aprimorar a solução. No entanto, a melhor solução manteve-se, sendo  $2400 \text{ kg/m}^3$  o valor de densidade do balastro que conduz ao erro mínimo.

Alcançou-se então, para o 1º modo de flexão vertical, uma frequência de 8,72 Hz e para o 1º modo de torção 15,61 Hz, resultados bastante satisfatórios. Da análise da Figura 3.18, verifica-se que no modelo C3 o erro mínimo está melhor definido e concentrado para uma dureza Shore de 60, tal como definido inicialmente, e uma densidade de balastro de cerca de  $2400 \text{ kg/m}^3$ , correspondente a uma altura média de balastro de 80 cm, valor este que parece estar em conformidade com a realidade.

### 3.5.5. CONCLUSÕES

A calibração permitiu concluir que o modelo C3, o mais completo, é o que se aproxima mais das frequências obtidas experimentalmente para os primeiros modos vertical e de torção, mantendo as características dos materiais o mais realistas possível. Assim, é apenas necessário a alteração da densidade do balastro de 1800 para  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

Analisando o modelo C2 (Quadros 3.27, 3.28 e 3.29 da secção 3.5.3) para o novo valor de densidade do balastro, percebe-se que o erro de 1,01 é causado essencialmente pela frequência do 1º modo de torção (14,66 Hz), uma vez que a frequência do 1º modo vertical toma um valor satisfatório (8,67 Hz). Este facto demonstra que a ligação transversal da estrutura através do balastro é relevante para o seu desempenho, visto que no modelo C3 a frequência do 1º modo de torção está em conformidade com os resultados experimentais, para a densidade de balastro de  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

Quanto ao modelo C1, a alteração a efectuar diz respeito à carga distribuída pelos elementos de casca do tabuleiro. Recuperando as expressões (3.6) a (3.9), apenas é alterada a massa do balastro que toma o valor de:

$$M_{balastro}(kg) = 2400 \times \frac{54184}{1800} = 72245 \text{ kg} \quad (3.14)$$

As massas das travessas e dos carris mantêm-se inalteradas, pelo que o valor de carga distribuída a aplicar nos elementos de casca é de:

$$q_{casca}(kg/m^2) = 79645/51,91 = 1534 \text{ kg/m}^2 \quad (3.15)$$

Novas análises modais se seguiram com os modelos calibrados, tendo-se alcançado as frequências indicadas no Quadro 3.31.

Quadro 3.31 – Correspondência entre modos dos modelos calibrados

Descrição	Modelo C1	Modelo C2	Modelo C3
1º modo vertical	7,74	8,55	8,54
		8,67	8,72
1º modo de torção	14,57	14,15	15,19
		14,66	15,61
2º modo vertical	25,75	25,33	25,40
		25,90	25,95
2º modo de torção	31,86	28,89	29,63
		29,91	30,44
1º modo transversal	36,89	32,12	32,80
		32,58	33,14

As massas dos modelos calibrados estão indicadas no Quadro 3.32.

Quadro 3.32 – Massas dos modelos

Modelo C1	Modelo C2	Modelo C3
18,5 t/m	18,5 t/m	37,0 t/m

Tendo os modelos calibrados, procede-se às análises dinâmicas no capítulo quatro, onde se pretende averiguar as diferenças nas respostas dinâmicas entre os três modelos desenvolvidos, sabendo que os modelos mais complexos tendem a ser mais realistas mas também mais exigentes a nível computacional.

# 4

## ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE CANELAS

### 4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado o estudo de análise dinâmica da ponte de Canelas. Os três modelos foram analisados tendo em conta a calibração efectuada no capítulo anterior, ou seja, em relação aos modelos iniciais a densidade do balastro foi alterada para  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

O estudo foi realizado com recurso à metodologia de cargas móveis, de acordo com o descrito em 2.4.3. Foi avaliada a resposta dinâmica da ponte perante a passagem dos comboios de alta velocidade em circulação na rede europeia, indicados em 1.2 (TGV, Thalys, Eurostar, ICE, ETR, Virgin e Talgo) e ainda o Alfa-pendular.

Foi feito um estudo prévio para verificar a influência do incremento de tempo utilizado, do número de modos de vibração incluídos na análise e do comprimento dos comboios na resposta dinâmica da estrutura.

A análise dinâmica centrou-se no estudo do deslocamento e aceleração verticais a meio vão do tramo Norte ao longo do tempo, de onde se identificaram os valores máximos daquelas grandezas para cada velocidade e respectivos picos de ressonância da estrutura.

### 4.2. ESTUDO PRÉVIO

Nesta secção é apresentado um estudo de sensibilidade da resposta dinâmica aos seguintes factores:

- Incremento de tempo utilizado;
- Número de modos de vibração;
- Comprimento do comboio;

Optou-se por realizar o estudo para a passagem do comboio TGV no modelo C2. A influência do número de modos de vibração a incluir na análise já depende do modelo utilizado, pelo que o estudo deste factor foi feito para os três modelos. É ainda feita uma previsão das velocidades de ressonância expectáveis.

O amortecimento admitido foi igual para todos os modos em todas as análises efectuadas e, de acordo com a expressão (2.32), foi constituído por duas parcelas: a primeira é o amortecimento obtido experimentalmente que está indicado no Quadro 3.21 do Capítulo 3 (1,5%) e a segunda diz respeito ao amortecimento adicional sugerido pela norma EN1991-2 indicado na Figura 2.16 do Capítulo 2, e que depende do vão. Considerou-se então um amortecimento de:

$$\xi_{\text{total}} = \xi + \Delta\xi = 1,5\% + 0,45\% \cong 2\% \quad (4.1)$$

#### 4.2.1. INFLUÊNCIA DO INCREMENTO DE TEMPO

Este é o factor que vai ditar a precisão da solução pelo método de Newmark e é também designado de passo de integração.

Esta análise foi realizada com base nas acelerações verticais a meio vão do modelo C2. De acordo com a norma EN1991-2, para determinar aquela grandeza deverão ser tidos em conta nas análises frequências até ao máximo especificado em 2.5.3.2 que, para o presente caso são 30 Hz, o que corresponde a considerar oito modos de vibração.

Considerando os critérios para a selecção do incremento de tempo  $\Delta t$  mencionados em 2.4.1, o valor de  $\Delta t$  a utilizar pode ser um dos seguintes valores:

$$\Delta t = \frac{1}{8 \times f_{\text{máx}}} = \frac{1}{8 \times 30} \cong 0,004 \text{ s} \quad (4.2)$$

$$\Delta t = \frac{L}{4n \times v_{\text{máx}}} = \frac{11,6}{4 \times 8 \times \frac{420}{3,6}} \cong 0,003 \text{ s} \quad (4.3)$$

$$\Delta t = \frac{1}{20 \times f_{\text{máx}}} = \frac{1}{20 \times 30} \cong 0,0017 \text{ s} \quad (4.4)$$

Tendo em vista analisar a sensibilidade da resposta ao incremento de tempo, foram efectuadas análises considerando valores de  $\Delta t$  de 1 ms, 2 ms, 3 ms, 4 ms, 8 ms e 20 ms (Figura 4.1).

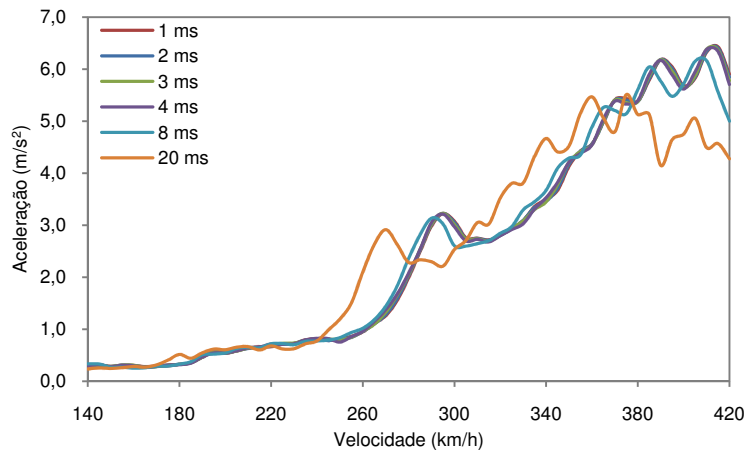


Figura 4.1 – Valores máximos da aceleração a meio vão em função da velocidade e de  $\Delta t$

A utilização de 8 e 20 ms serviu para verificar a evolução da solução desde incrementos de tempo maiores. A observação do gráfico da Figura 4.1 permite concluir que, a solução é aprimorada para incrementos de tempo decrescentes. Para além disso, verifica-se que para incrementos de tempo inferiores a 3 ms a resposta é praticamente coincidente. Assim, as análises seguintes foram realizadas com um incremento de tempo de 2 ms.



#### 4.2.2. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA EM TERMOS DE ACELERAÇÕES

O estudo deste factor está directamente ligado com o valor máximo de frequências que é admitido nas análises, nomeadamente no estudo das acelerações. Esta grandeza foi estudada a meio vão para os três modelos.

De forma a perceber a influência duma possível alteração da norma EN 1991-2 no que respeita à banda de frequências a considerar nas análises, foram considerados modos até 60 Hz, conforme sugere a referência bibliográfica [34].

No modelo C1 as frequências são particularmente elevadas, sendo que a sua limitação a 30 Hz para o estudo das acelerações apenas inclui três modos de vibração. Alargou-se a banda de frequências na análise até aos 60 Hz, passando a incluir oito modos. Optou-se por filtrar a resposta também para seis modos (46,60 Hz) para perceber a sua evolução.

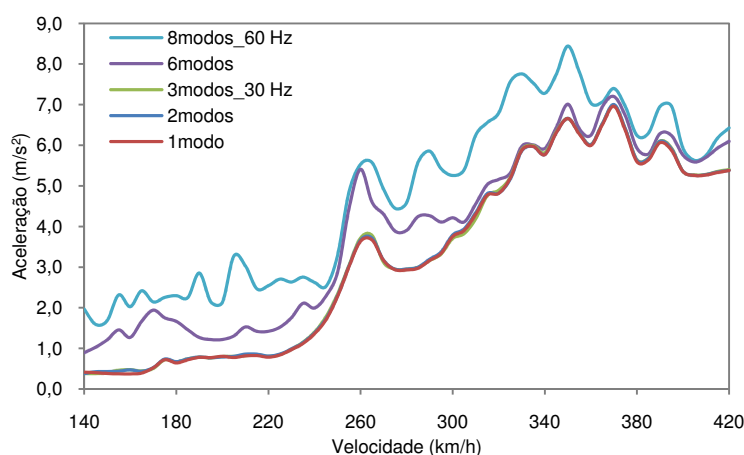


Figura 4.2 – Acelerações a meio vão no modelo C1 em função do número de modos

Da análise da Figura 4.2 verifica-se naturalmente uma dependência do número de modos incluídos na análise, e que a resposta tende a aumentar com o número de modos. De notar que a inclusão do segundo e do terceiro modos não introduz praticamente qualquer alteração à resposta relativamente ao modo fundamental, o que não se verifica com a inclusão dos modos de frequências até aos 60 Hz. Refira-se que o incremento de tempo adoptado com a inclusão de 6 e de 8 modos foi de 1 ms e 0,5 ms, respectivamente, de forma a melhor respeitar o critério de incremento de tempo mais rigoroso indicado na expressão (2.17).

A inclusão dos modos de vibração até 60 Hz abrange na análise modos onde o amortecimento poderá ser superior ao considerado, de tal forma que a contribuição desses modos poderá ser mais reduzida. Considerando assim que o amortecimento admitido foi conservativo para modos de vibração de frequências superiores, e que a contribuição desses modos seja sobrestimada na Figura 4.2, os cálculos prosseguiram com modos até ao limite regulamentar de frequências de 30 Hz, ou seja, três modos de vibração para este modelo.

Relativamente ao modelo C2, o modelo com dois vãos sucessivos e apenas uma via, o mesmo procedimento foi feito. Foram incluídos na análise um número crescente de modos de vibração até à frequência de 30 Hz. Incluíram-se também todos os modos até à frequência de 60 Hz (77 modos) e uma situação intermédia com 20 modos (45,56 Hz) (Figura 4.3). Uma vez mais, para que os resultados fossem rigorosos, na análise com inclusão de 20 e de 77 modos, foram reduzidos os incrementos de tempo a 1 ms e 0,5 ms, respectivamente.

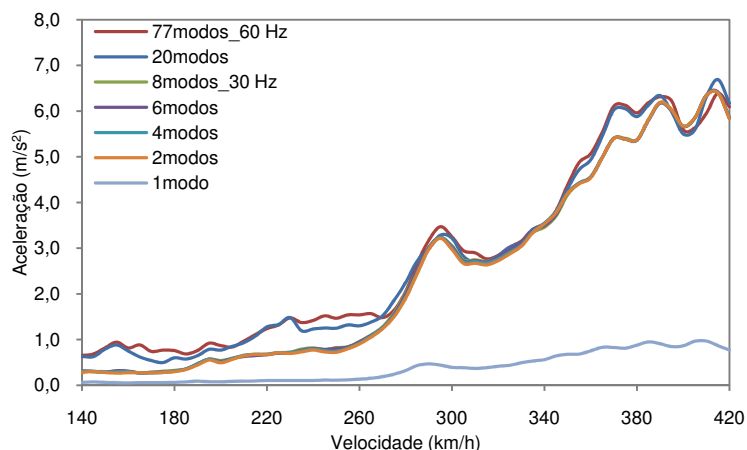


Figura 4.3 – Acelerações a meio vão no modelo C2 em função do número de modos

A inclusão de um único modo na análise origina acelerações muito reduzidas a meio vão do tramo Norte, o que seria de esperar, visto que esse primeiro modo diz respeito ao outro tramo. Uma vez mais verifica-se que as acelerações aumentam com o número de modos. No entanto, para este modelo esse aumento não é tão significativo, sendo que para certas gamas de velocidades a resposta é praticamente coincidente.

Isto deve-se, sobretudo, ao facto de que a generalidade dos modos acima dos 30 Hz são modos locais da via, com pouca contribuição para a resposta da estrutura propriamente dita, em que o amortecimento poderá ser superior ao considerado. De referir também que a contribuição do terceiro ao oitavo modo é praticamente nula, o que indica que a resposta é governada essencialmente pelo modo fundamental de flexão.

Assim, nas análises posteriores consideraram-se os oito primeiros modos de vibração, correspondentes à limitação regulamentar de 30 Hz.

A resposta do modelo C3 perante a inclusão de um diferente número de modos é semelhante à do modelo anterior (Figura 4.4).

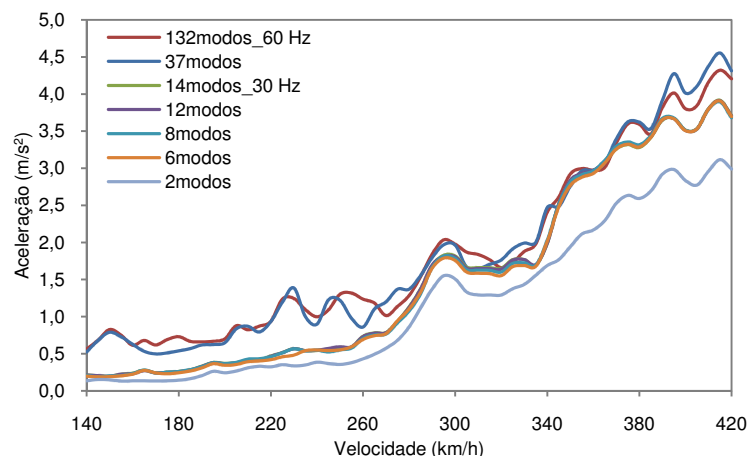


Figura 4.4 – Acelerações a meio vão no modelo C3 em função do número de modos

Neste modelo verifica-se que o primeiro modo vertical não é suficiente por si só para representar totalmente a resposta da estrutura. A inclusão dos primeiros modos de torção revela-se importante na análise. O alargamento da banda de frequências para 60 Hz não influencia de forma notória como no primeiro modelo, principalmente para a gama de velocidade entre 280 km/h e 380 km/h.

Uma vez que a filtragem dos modos a 30 Hz apenas engloba treze modos, e que o 14º modo é o par correspondente ao vão em estudo, incluíram-se os catorze primeiros modos de vibração.

#### 4.2.3. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA EM TERMOS DE DESLOCAMENTOS

É aqui realizado um pequeno estudo de sensibilidade em cada modelo, para perceber a influência na resposta em termos de deslocamentos, do número de modos incluídos na análise, à semelhança do que se descreve no ponto anterior para as acelerações.

Assim, no modelo C1 verifica-se tal como esperado, que a influência do modo de vibração fundamental é preponderante na resposta da estrutura. A inclusão dos dois modos seguintes apenas aumenta muito ligeiramente a resposta, conforme ilustra a Figura 4.5.

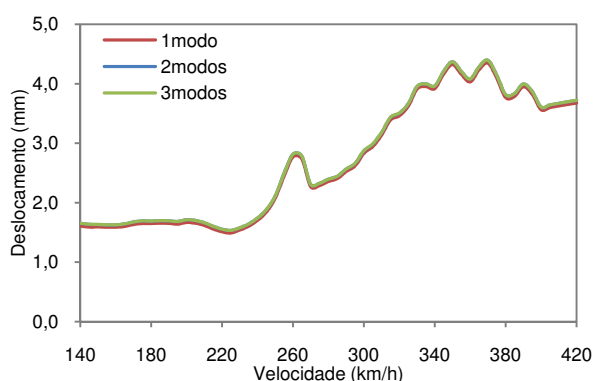


Figura 4.5 – Deslocamento a meio vão do modelo C1 em função do número de modos

Assim, optou-se por incluir os três primeiros modos na análise da resposta da ponte perante a passagem dos restantes comboios.

Quanto ao modelo C2, foi necessário incluir na análise dos deslocamentos os quatro primeiros modos, em que apenas os dois primeiros modos do tramo em estudo estão presentes (Figura 4.6).

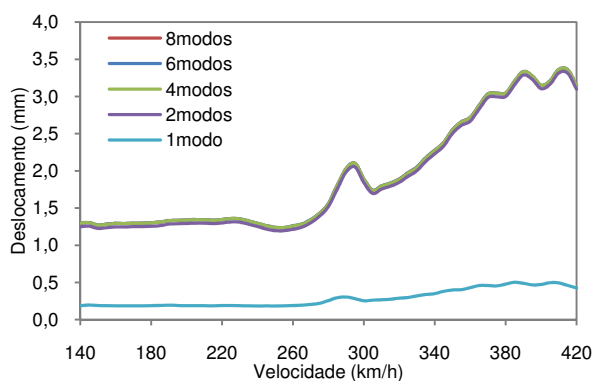


Figura 4.6 – Deslocamento a meio vão no modelo C2 em função do número de modos

No que se refere ao modelo C3 (Figura 4.7), verificou-se a necessidade da inclusão de oito modos de vibração, pelo que os três primeiros modos de torção daquele tramo assumem especial importância.

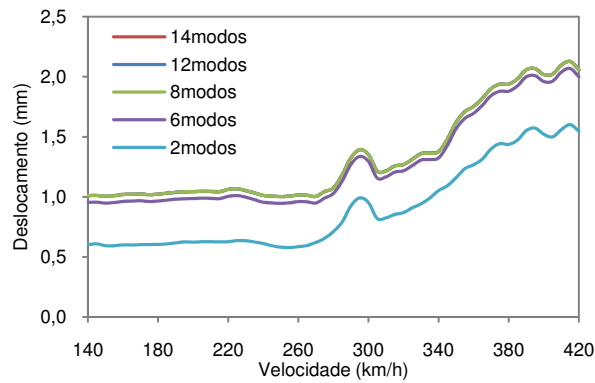


Figura 4.7 – Deslocamento a meio vão do modelo C3 em função do número de modos

#### 4.2.4. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO COMBOIO

Nas análises efectuadas perante a passagem do comboio TGV no modelo C2, verificou-se a existência de um pico ressonante para a velocidade de 292 km/h e para uma frequência de excitação igual a metade da frequência fundamental, de acordo com a expressão (2.29).

$$v_{res} = \frac{n_o \times D}{2} = \frac{8,67 \times 18,7}{2} \times 3,6 \cong 292 \text{ km/h} \quad (4.5)$$

Para velocidades superiores a este valor, e na presença do comboio TGV *Double*, a resposta aumenta significativamente, não sendo de esperar nenhum outro pico ressonante para a gama de velocidades analisadas. No entanto, para velocidades superiores a 350 km/h constata-se que os valores máximos de deslocamentos evoluem de forma oscilatória, aparecendo máximos localizados mas de amplitude reduzida. Este facto leva a acreditar que a resposta da estrutura, para velocidades elevadas, é influenciada pelo efeito da velocidade conjugada com a acção repetitiva do grande número de eixos deste comboio sobre a estrutura. Assim, foi efectuada uma análise em que se retirou uma das composições ao comboio TGV, reduzindo o seu comprimento e número de eixos a metade. Perante este cenário, verificou-se que até à velocidade de 300 km/h a resposta da estrutura é praticamente coincidente, detectando-se o pico ressonante para 292 km/h. Para velocidades superiores àquele valor a resposta é inferior, sendo que o efeito sinusoidal deixa de existir (Figura 4.8).

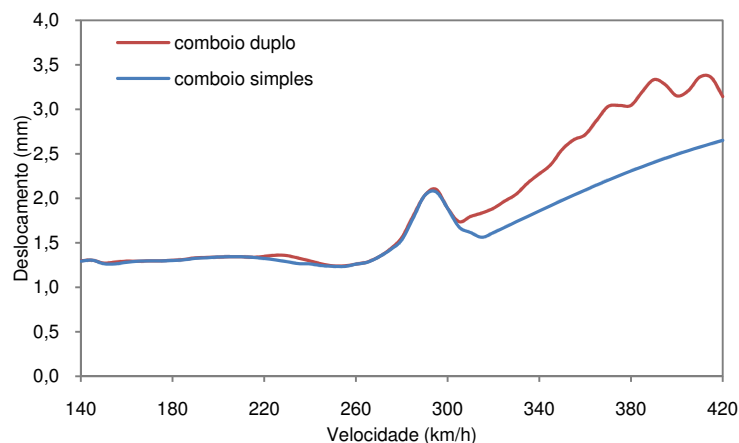


Figura 4.8 – Influência do comprimento do comboio na resposta dinâmica

De forma a ilustrar a evolução temporal do deslocamento a meio vão, para a velocidade onde se regista o valor máximo daquela grandeza para o comboio duplo (410 km/h), são apresentados os registos temporais para as duas configurações do TGV na Figura 4.9.

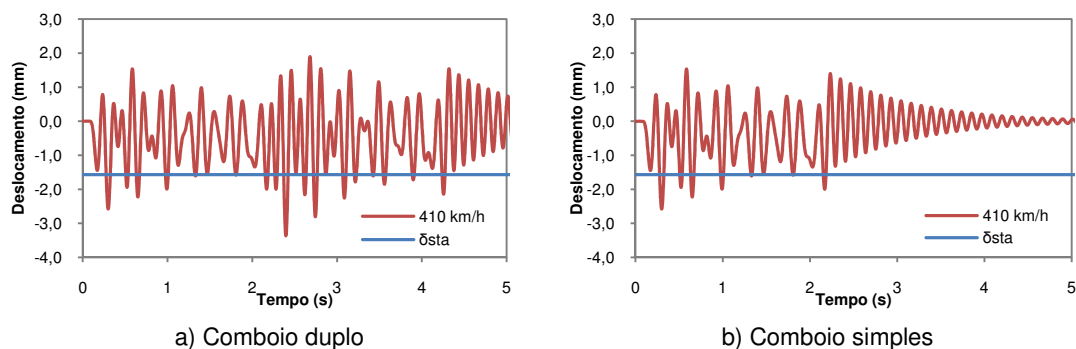


Figura 4.9 – Registos temporais do comboio duplo a), e simples b) para a velocidade de 410 km/h

Conclui-se portanto, que para velocidades superiores a 300 km/h e dentro da gama de velocidades analisadas, a resposta é governada pelo efeito da velocidade e pela passagem de duas locomotivas consecutivas, não existindo um típico pico ressonante. O mesmo se verifica para a passagem de um outro comboio articulado, o Thalys. Neste comboio a diferença está no número de carruagens por composição (8), que é inferior ao do TGV (10).

#### 4.2.5. PREVISÃO DAS VELOCIDADES DE RESSONÂNCIA

O fenómeno de ressonância acontece quando a frequência de excitação coincide com as frequências naturais da estrutura, aumentando os efeitos da resposta dinâmica e a probabilidade de danos na ponte e na via. A previsão das velocidades de ressonância numa ponte como a de Canelas, simplesmente apoiada, pode ser muito bem aproximada pela aplicação da expressão (2.29). Obtiveram-se as velocidades de ressonância através daquela expressão, que se indicam no Quadro 4.1, 4.2 e 4.3 para os modelos C1, C2 e C3, respectivamente. Estão destacadas as velocidades de ressonância que posteriormente se verificaram nas análises.

Quadro 4.1 – Previsão das velocidades de ressonância para o modelo C1

Comboio	Modo	Freq.(Hz)	i						
			1	2	3	4	5	6	
ICE (D=26,4 m)	1ºV	7,74	-	368	<b>245</b>	<b>184</b>	147	-	-
	1ºT	14,57	-	-	-	346	277	231	-
ETR (D=26,1 m)	1ºV	7,74	-	364	<b>242</b>	<b>182</b>	145	-	-
	1ºT	14,57	-	-	-	342	274	228	-
VIRGIN (D=23,9 m)	1ºV	7,74	-	<b>333</b>	222	<b>166</b>	-	-	-
	1ºT	14,57	-	-	418	313	251	209	-
THALYS (D=18,7 m)	1ºV	7,74	-	<b>261</b>	174	-	-	-	-
	1ºT	14,57	-	-	327	245	196	163	-
EUROSTAR (D=18,7 m)	1ºV	7,74	-	<b>261</b>	174	-	-	-	-
	1ºT	14,57	-	-	327	245	196	163	-
TGV (D=18,7 m)	1ºV	7,74	-	<b>261</b>	174	-	-	-	-
	1ºT	14,57	-	-	327	245	196	163	-
TALGO (D=13,14 m)	1ºV	7,74	<b>366</b>	<b>183</b>	-	-	-	-	-
	1ºT	14,57	-	345	230	172	-	-	-
ALFA (D=25,9 m)	1ºV	7,74	-	-	<b>241</b>	<b>180</b>	144	-	-
	1ºT	14,57	-	-	-	-	-	-	226

Quadro 4.2 – Previsão das velocidades de ressonância para o modelo C2

Comboio	Modo	Freq.(Hz)	i					
			1	2	3	4	5	6
ICE (D=26,4 m)	1ºV	8,67	-	412	<b>275</b>	<b>206</b>	165	-
	1ºT	14,66	-	-	-	348	279	232
ETR (D=26,1 m)	1ºV	8,67	-	407	<b>272</b>	<b>204</b>	163	-
	1ºT	14,66	-	-	-	344	275	230
VIRGIN (D=23,9 m)	1ºV	8,67	-	<b>373</b>	249	<b>186</b>	149	-
	1ºT	14,66	-	-	-	315	252	210
THALYS (D=18,7 m)	1ºV	8,67	-	<b>292</b>	195	146	-	-
	1ºT	14,66	-	-	329	247	197	164
EUROSTAR (D=18,7 m)	1ºV	8,67	-	<b>292</b>	195	146	-	-
	1ºT	14,66	-	-	329	247	197	164
TGV (D=18,7 m)	1ºV	8,67	-	<b>292</b>	195	146	-	-
	1ºT	14,66	-	-	329	247	197	164
TALGO (D=13,14 m)	1ºV	8,67	<b>410</b>	<b>205</b>	-	-	-	-
	1ºT	14,66	-	347	231	173	-	-
ALFA (D=25,9 m)	1ºV	8,67	-	-	-	<b>202</b>	162	-
	1ºT	14,66	-	-	-	-	-	228

Quadro 4.3 – Previsão das velocidades de ressonância para o modelo C3

Comboio	Modo	Freq.(Hz)	i					
			1	2	3	4	5	6
ICE (D=26,4 m)	1ºV	8,72	-	414	<b>276</b>	<b>207</b>	166	-
	1ºT	10,05	-	-	318	<b>239</b>	191	159
	2ºT	15,61	-	-	-	371	297	247
ETR (D=26,1 m)	1ºV	8,72	-	410	<b>273</b>	<b>205</b>	164	-
	1ºT	10,05	-	-	315	236	189	157
	2ºT	15,61	-	-	-	367	293	244
VIRGIN (D=23,9 m)	1ºV	8,72	-	<b>375</b>	250	<b>188</b>	150	-
	1ºT	10,05	-	-	288	216	173	144
	2ºT	15,61	-	-	-	336	269	224
THALYS (D=18,7 m)	1ºV	8,72	-	<b>294</b>	196	147	-	-
	1ºT	10,05	-	338	226	169	-	-
	2ºT	15,61	-	-	350	263	210	175
EUROSTAR (D=18,7 m)	1ºV	8,72	-	<b>294</b>	196	147	-	-
	1ºT	10,05	-	338	226	169	-	-
	2ºT	15,61	-	-	350	263	210	175
TGV (D=18,7 m)	1ºV	8,72	-	<b>294</b>	196	147	-	-
	1ºT	10,05	-	338	226	169	-	-
	2ºT	15,61	-	-	350	263	210	175
TALGO (D=13,14 m)	1ºV	8,72	<b>412</b>	<b>206</b>	-	-	-	-
	1ºT	10,05	-	238	158	-	-	-
	2ºT	15,61	-	369	246	185	148	-
ALFA (D=25,9 m)	1ºV	8,72	-	-	-	<b>203</b>	163	-
	1ºT	10,05	-	-	-	<b>234</b>	187	156
	2ºT	15,61	-	-	-	-	-	243

Referia-se que o primeiro modo de vibração tem, geralmente, uma contribuição mais significativa para a resposta do que os restantes modos, pelo que o pico de ressonância é esperado para a velocidade relativa ao primeiro modo vertical. Excepção feita ao modelo C3, onde se registaram picos de resposta proporcionados pelo primeiro modo de torção.

De notar que as velocidades de ressonância foram encontradas, frequentemente, para frequências de excitação da estrutura iguais a  $1/2$ ,  $1/3$  e  $1/4$  da frequência correspondente ao modo fundamental da estrutura. Excepção feita ao comboio Talgo, com distância entre eixos relativamente reduzida.

### 4.3. CENÁRIOS DE ANÁLISE

Os comboios utilizados nas análises efectuadas foram o ICE, o ETR, o Virgin, o TGV, o Thalys, o Eurostar, o Talgo e ainda o Alfa-pendular, referidos na secção 1.2, cuja sequência de cargas se indica no Anexo A4. Foram consideradas velocidades desde 140 km/h ( $\approx 40$  m/s) a 420 km/h ( $1,2 \times 350$  km/h), à excepção do Alfa, que se limitou a velocidade a 265 km/h ( $1,2 \times 220$  km/h).

Foram realizadas análises dinâmicas para os três modelos, com o objectivo de controlar os deslocamentos e as acelerações a meio vão do tramo Norte (no caso dos modelos C2 e C3). Para tal, seleccionou-se o nó pertencente aos elementos de viga que representam o perfil HE500B central, conforme indica a Figura 4.10.

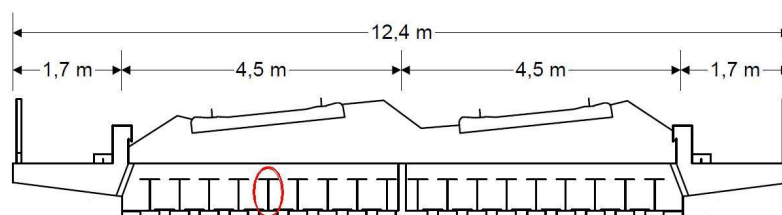


Figura 4.10 – Posicionamento do perfil usado para controlo das variáveis

A metodologia adoptada para a realização das análises foi o descrito na secção 2.4.3. No caso dos modelos com inclusão da via (modelos C2 e C3), o caminho indicado para a circulação das cargas móveis foi naturalmente o alinhamento dos carris, enquanto no modelo C1, que não inclui a via, escolheu-se o alinhamento dos perfis localizados sob os carris para a passagem das cargas móveis, conforme ilustrado na Figura 4.11.

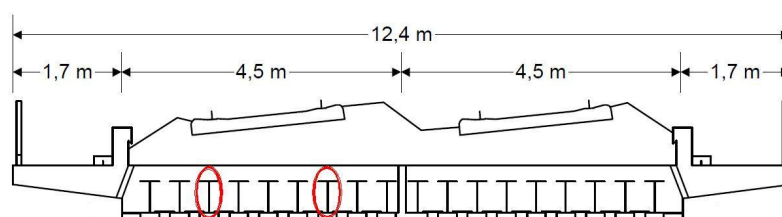


Figura 4.11 – Alinhamentos escolhidos para a passagem das cargas móveis no modelo C1

Foi considerado um incremento de tempo de 2 ms, conforme já referido, e um amortecimento de 2% para todos os modos, de acordo com a expressão (4.1).

#### 4.4. RESULTADOS OBTIDOS

Nesta secção encontram-se representados os registos de deslocamentos e acelerações para os três modelos de elementos finitos desenvolvidos e para os cenários apresentados no ponto anterior.

São ainda representados os registos temporais de deslocamentos para a passagem de um dos comboios representativos de cada tipo, assim como o deslocamento estático em função do espaço percorrido pelo comboio.

##### 4.4.1. DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO

São aqui apresentados os deslocamentos a meio vão alcançados para os modelos C1, C2 e C3 nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14.

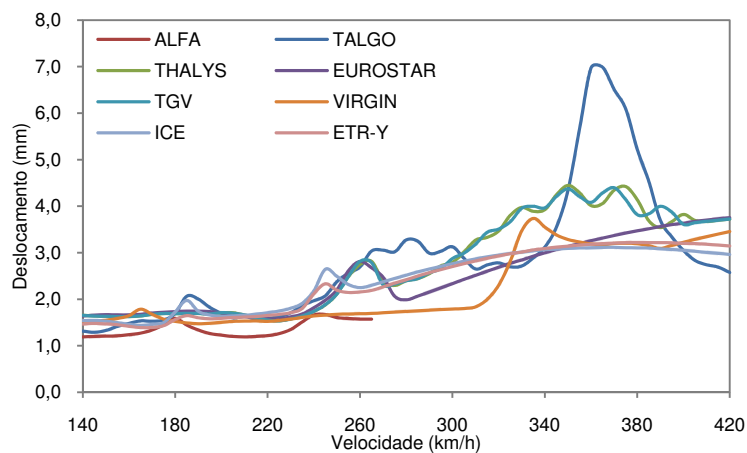


Figura 4.12 – Deslocamento vertical máximo para a passagem dos comboios reais (modelo C1)

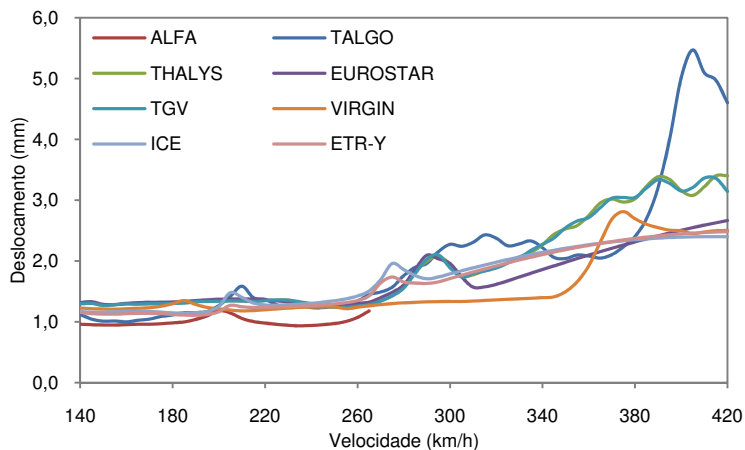


Figura 4.13 – Deslocamento vertical máximo para a passagem dos comboios reais (modelo C2)



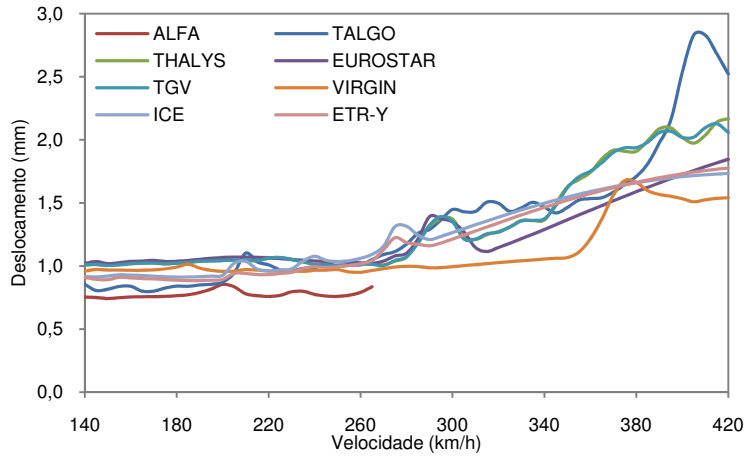
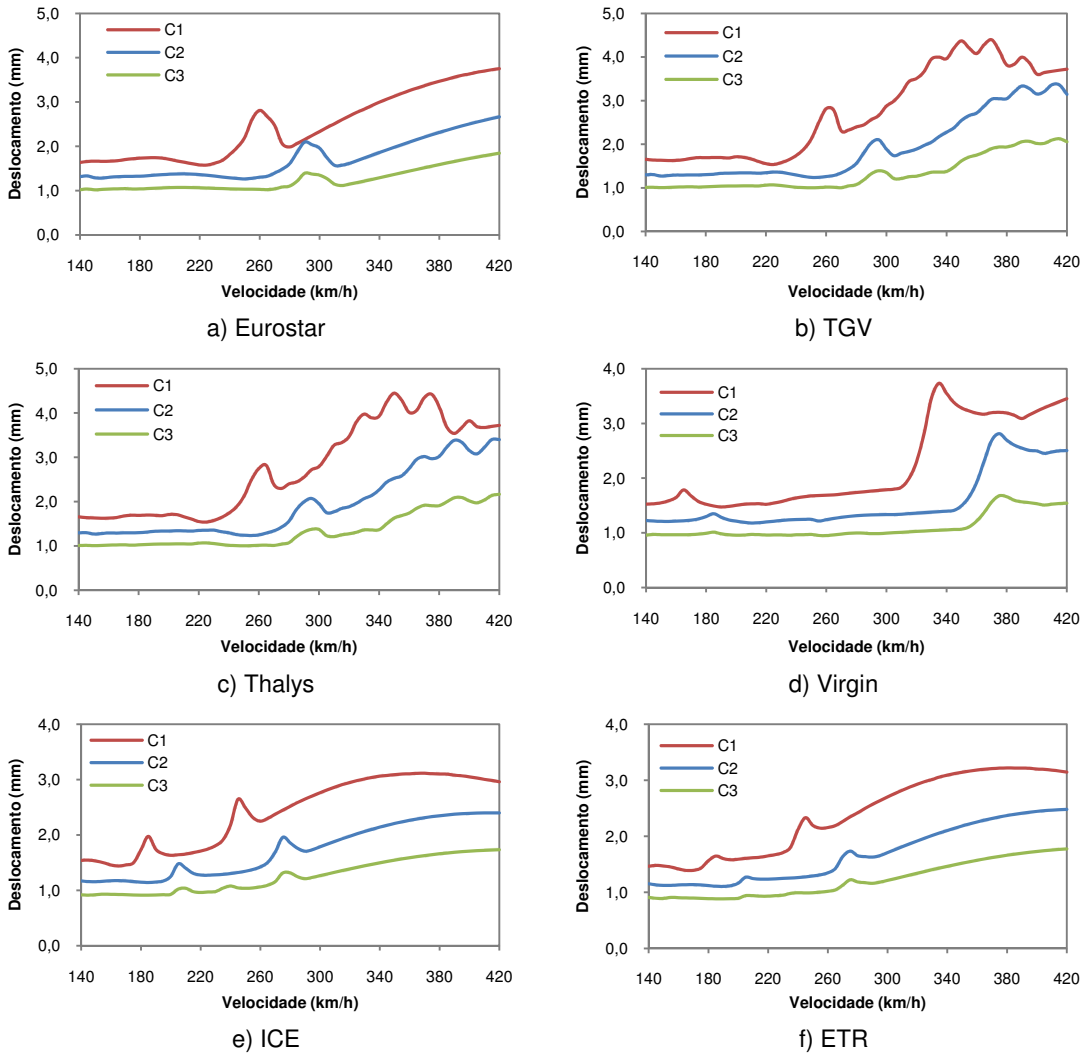


Figura 4.14 – Deslocamento vertical máximo para a passagem dos comboios reais (modelo C3)

Na Figura 4.15 está ilustrada a resposta individual de cada comboio para cada um dos modelos.



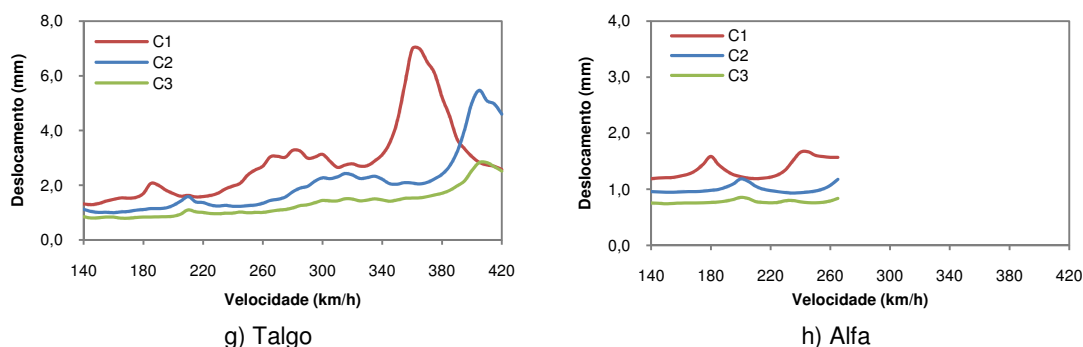


Figura 4.15 – Comparação dos deslocamentos nos três modelos para todos os comboios

Pela análise da Figura 4.15, é notória a diferença de respostas entre os três modelos, que diminuem claramente com a crescente complexidade do modelo. A resposta do modelo C1 destaca-se dos restantes por ter a frequência fundamental mais baixa, facto que se comprova pela translação dos gráficos no sentido das velocidades decrescentes. Entre os dois modelos com a inclusão da via, aquele mais completo (modelo C3) parece introduzir um amortecimento adicional nas respostas, particularmente visível no pico ressonante do comboio Talgo. No caso do comboio Virgin, este modelo introduz uma alteração praticamente nula na resposta dinâmica para velocidades até 360 km/h. Este facto permite concluir desde já, que a ligação transversal conferida pelo balastro aos dois tabuleiros influencia o comportamento dinâmico da ponte. De referir também, que o modelo C3 introduz um aumento de resposta muito reduzido nos comboios Alfa e ICE, resultantes do seu primeiro modo de torção, conforme previsto no Quadro 4.3.

As reduções relativamente ao modelo C1 proporcionadas pelos modelos mais complexos estão indicadas no Quadro 4.4. Foram escolhidos os deslocamentos máximos para o pico ressonante de velocidade mais alta de cada modelo. A título de exemplo, para o Talgo trata-se das velocidades ressonantes de 366 km/h, 410 km/h e 412 km/h nos modelos C1, C2 e C3, respectivamente. Genericamente, obtêm-se reduções de 25% no modelo C2 e de 50% no modelo C3.

Quadro 4.4 – Deslocamentos para velocidades ressonantes de cada modelo (mm)

Comboio	C1	C2	C3
Alfa	1,59	1,19 -25%	0,85 -46%
Talgo	6,99	5,47 -22%	2,83 -59%
Thalys	2,81	2,07 -26%	1,37 -51%
Eurostar	2,81	2,10 -25%	1,39 -50%
TGV	2,81	2,10 -25%	1,39 -51%
Virgin	3,74	2,81 -25%	1,68 -55%
ICE	2,64	1,96 -26%	1,31 -50%
ETR	2,33	1,74 -26%	1,22 -47%

#### 4.4.2. ACELERAÇÕES A MEIO VÃO

A resposta em termos de acelerações a meio vão, alcançada para o modelo C1, C2 e C3 está ilustrada nas Figuras 4.16, 4.17 e 4.18.

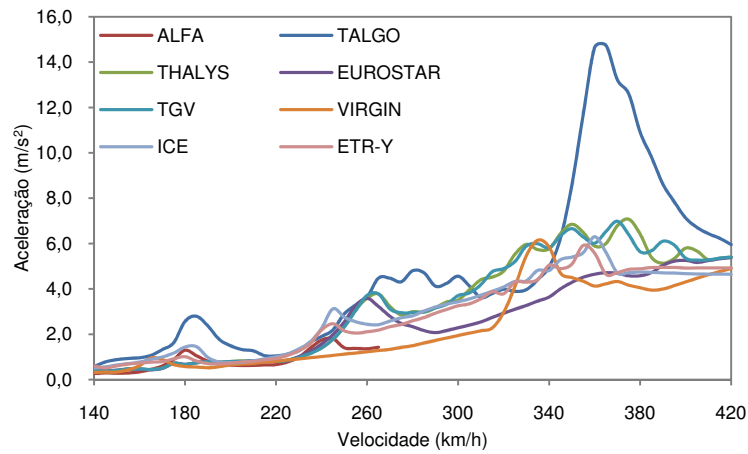


Figura 4.16 – Aceleração vertical máxima para a passagem dos comboios reais (modelo C1)

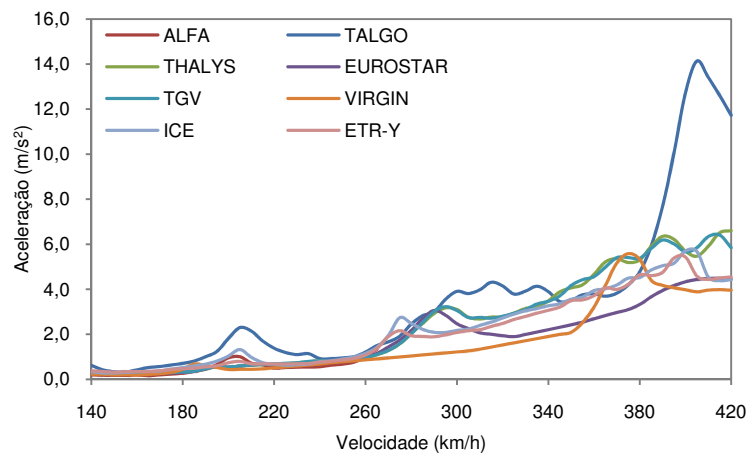


Figura 4.17 – Aceleração vertical máxima para a passagem dos comboios reais (modelo C2)

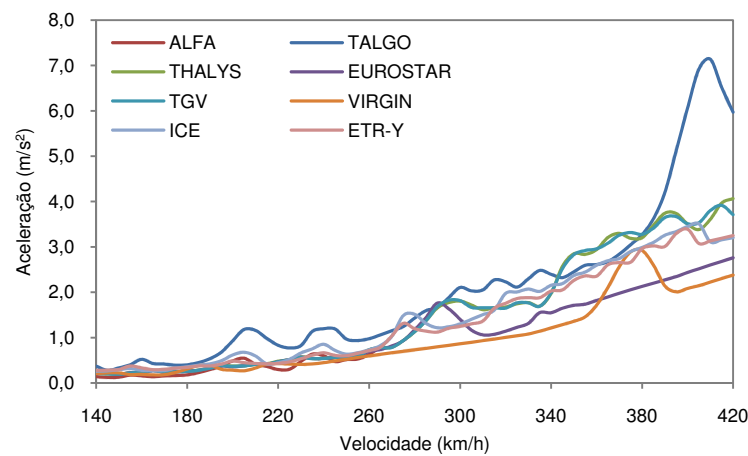


Figura 4.18 – Aceleração vertical máxima para a passagem dos comboios reais (modelo C3)

À semelhança do que foi feito no caso dos deslocamentos, na Figura 4.19 é ilustrado individualmente o comportamento dinâmico da ponte para cada comboio.

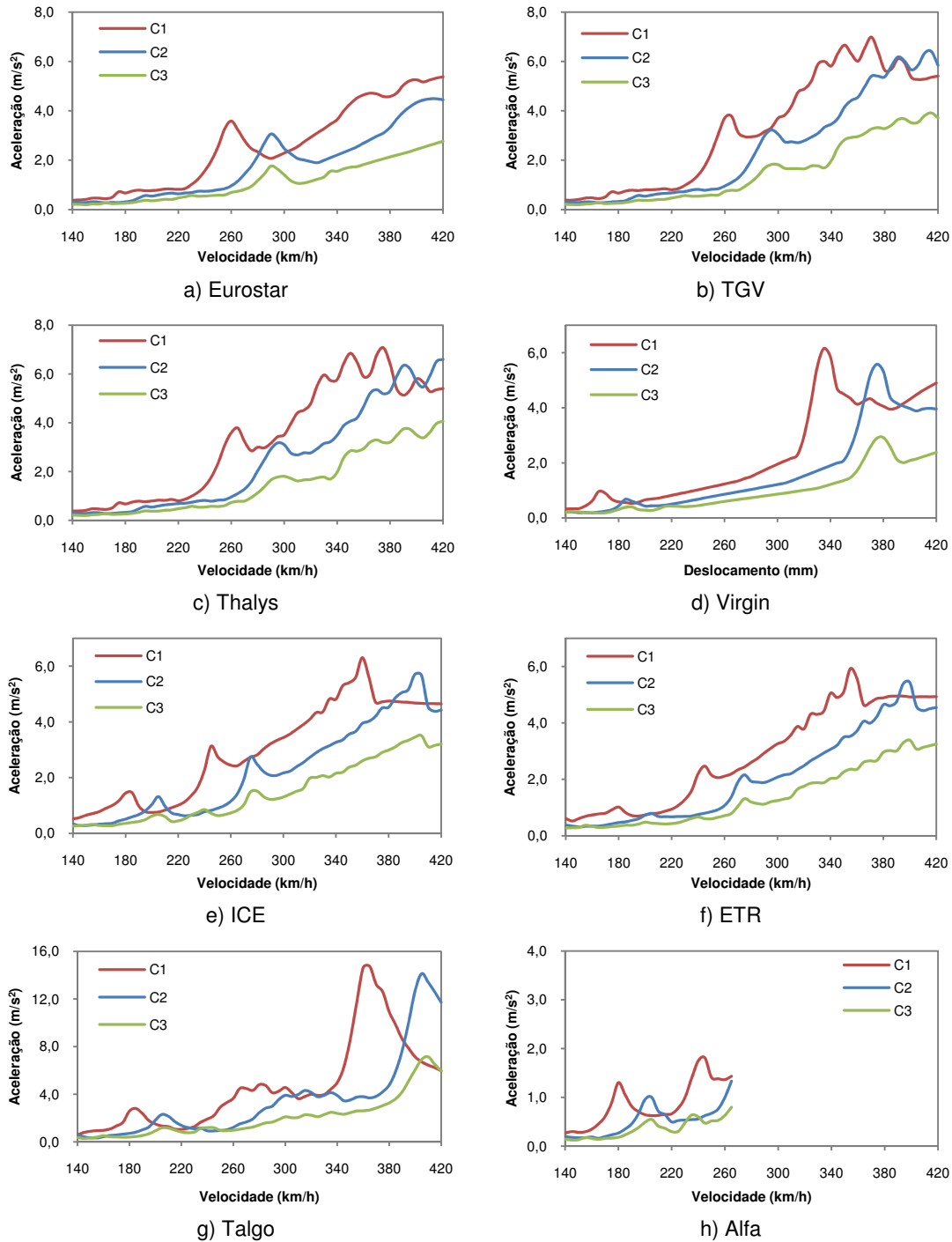


Figura 4.19 – Comparação das acelerações nos três modelos para todos os comboios

## 4.4.3. REGISTOS TEMPORAIS

Nesta secção pretende-se ilustrar os registos temporais da evolução dos deslocamentos verticais a meio vão. Escolheu-se um comboio representativo de cada tipo: o TGV para representar os comboios articulados, o ICE para os convencionais, o Talgo para os regulares e ainda o Alfa-pendular. Estes registos dizem respeito à velocidade para a qual o deslocamento a meio vão é maior.

Com o intuito de se comparar os registos temporais do deslocamento na passagem dos comboios com o valor estático desta grandeza, foi determinada a posição mais desfavorável de cada comboio representativo que conduz ao deslocamento máximo a meio vão. A Figura 4.20 representa o deslocamento estático em função do posicionamento do comboio na ponte ou, por outras palavras, em função do espaço percorrido pelo comboio. No caso do modelo C2 e C3, não se incluem nas figuras o registo da passagem dos comboios pelos 10 m iniciais relativos à modelação da via sobre o aterro.

A observação dos gráficos da Figura 4.20 permite identificar perfeitamente se se trata de um comboio duplo ou simples, o número de carruagens que o constituem, assim como o seu comprimento.

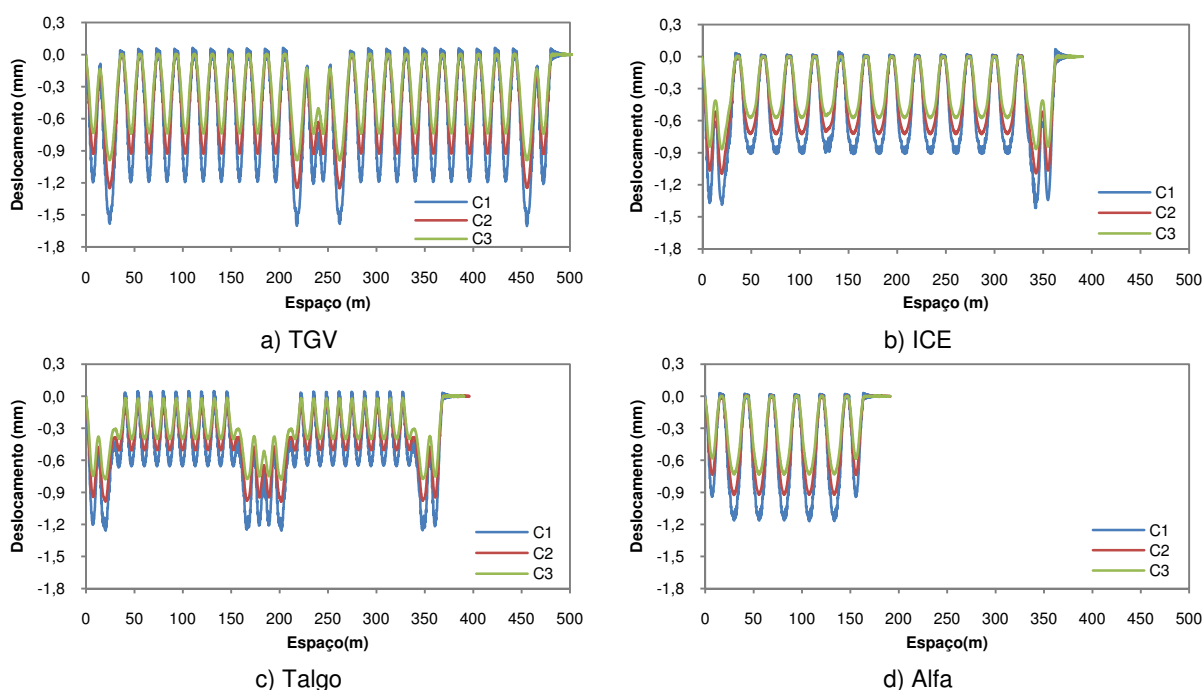


Figura 4.20 – Evolução do deslocamento vertical estático em função do posicionamento do comboio

No caso do TGV, percebe-se que se trata de um comboio duplo com dez carruagens em cada composição. Como este comboio tem 170 kN em cada eixo, os deslocamentos máximos ocorrem para a passagem do grupo de oito eixos correspondentes às locomotivas intermédias, onde a distância entre eixos é menor. Na passagem das locomotivas extremas também se verificam picos de resposta. O mesmo acontece para o comboio Talgo, onde a distância entre eixos a meio do veículo ainda é mais reduzida do que no TGV.

No caso do comboio ICE, os maiores valores são atingidos quando a primeira ou a última locomotiva, com cargas por eixo de 195 kN, maiores do que nas restantes carruagens, estão posicionadas a meio vão. Percebe-se também que este comboio é constituído por doze carruagens.

Verifica-se que o comboio Alfa é consideravelmente mais curto que os restantes, apresentando uma resposta uniforme. É constituído por seis carruagens.

Com o intuito de se proceder à avaliação dos registos temporais, foram identificadas as velocidades para as quais o deslocamento é máximo. No Quadro 4.5 estão indicadas essas velocidades, assim como o respectivo deslocamento dinâmico.

Quadro 4.5 – Deslocamento estático e dinâmico máximo e respectivas velocidades

Comboio	Modelo C1			Modelo C2			Modelo C3		
	$\delta_{sta}$ (mm)	V (km/h)	$\delta_{dyn}$ (mm)	$\delta_{sta}$ (mm)	V (km/h)	$\delta_{dyn}$ (mm)	$\delta_{sta}$ (mm)	V (km/h)	$\delta_{dyn}$ (mm)
Alfa	1,17	245	1,67	0,92	200	1,19	0,73	200	0,85
Talgo	1,26	365	6,99	0,98	405	5,47	0,78	405	2,83
Thalys	1,57	350	4,45	1,25	415	3,40	1,00	420	2,17
Eurostar	1,60	420	3,75	1,27	420	2,67	1,02	420	1,85
TGV	1,57	370	4,39	1,25	410	3,36	1,00	415	2,13
Virgin	1,49	335	3,74	1,18	375	2,81	0,94	375	1,68
ICE	1,39	370	3,11	1,10	415	2,40	0,87	420	1,73
ETR	1,39	380	3,22	1,09	420	2,48	0,87	420	1,78

Nas Figuras 4.21 a 4.24, comparam-se então as respostas dinâmicas para uma velocidade em que se regista o valor máximo de deslocamento, com o deslocamento estático do respectivo modelo.

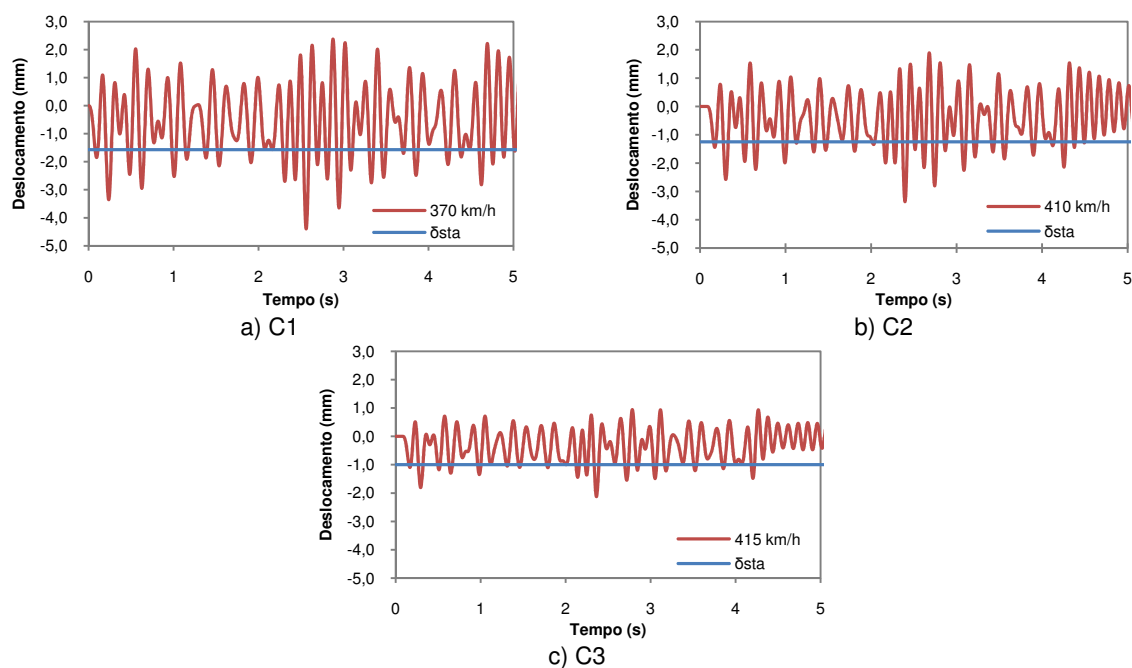


Figura 4.21 – Evolução temporal do deslocamento a meio vão para a passagem do TGV

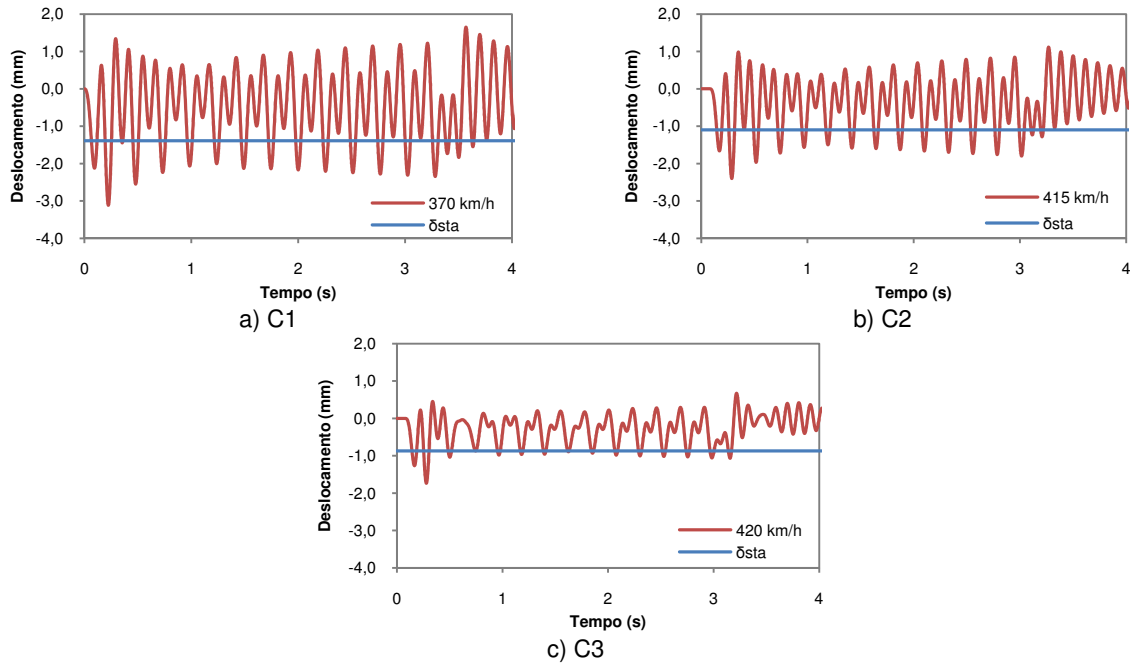


Figura 4.22 - Evolução temporal do deslocamento a meio vão para a passagem do ICE

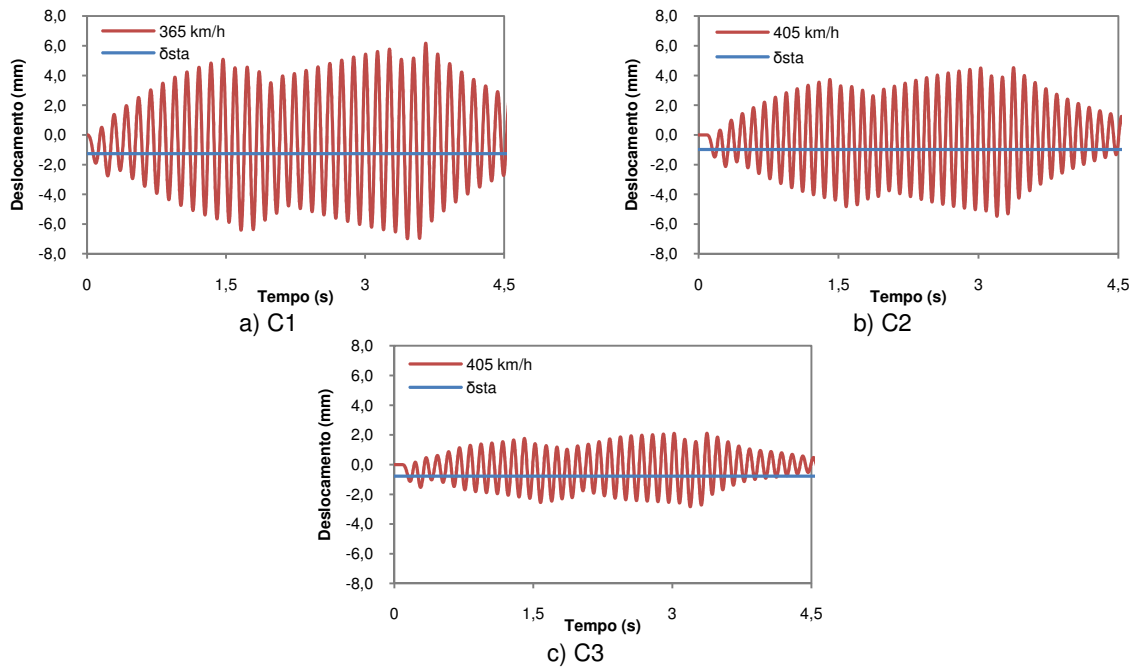


Figura 4.23 – Evolução temporal do deslocamento a meio vão para a passagem do Talgo

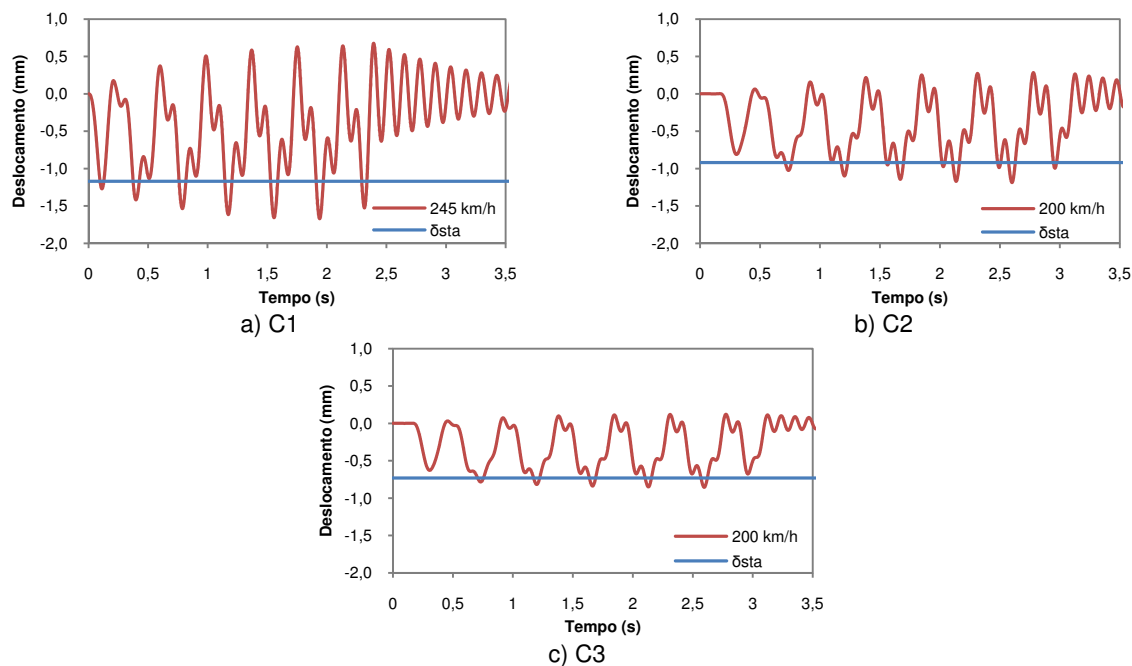


Figura 4.24 - Evolução temporal do deslocamento a meio vão para a passagem do Alfa

#### 4.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Perante os resultados apresentados neste capítulo, podem-se expor os seguintes comentários:

- Verificou-se que a resposta dinâmica em termos de deslocamentos estabiliza para um número reduzido de modos de vibração, sendo que o primeiro modo de flexão vertical é determinante em qualquer um dos modelos. No modelo C1, a inclusão do primeiro modo de torção nas análises introduz um ligeiro aumento da resposta. O mesmo acontece para o modelo C2. Quanto ao modelo C3, verificou-se que é necessário incluir na análise três modos de torção para a resposta em termos de deslocamentos estabilizasse;
- Analisando as respostas da ponte para a passagem de todos os comboios, conclui-se que aquele que impõe o maior deslocamento é o Talgo, seguido do TGV e do Thalys. Estes dois últimos comboios apresentam uma resposta muito semelhante, uma vez que têm uma configuração de cargas que apenas difere no número de carruagens, que é maior no TGV;
- No que diz respeito às acelerações, verificou-se no estudo prévio que a inclusão de modos de vibração até à frequência de 60 Hz aumenta a resposta dinâmica da ponte. Este aumento é particularmente visível no modelo C1, onde a via não está contemplada na modelação. Nos restantes modelos, o aumento da resposta em termos de acelerações é ligeiro. A presença de modos de vibração que mobilizam quase exclusivamente a via, nomeadamente os elementos de volume do balastro, pode ser uma explicação, uma vez que estes modos pouco influenciam o local onde as grandezas foram controladas;
- Uma vez mais, o comboio Talgo é o mais agressivo dinamicamente para a ponte, registando os maiores valores de aceleração a meio vão, seguido dos comboios articulados, TGV e Thalys;
- Os registos temporais representados graficamente permitiram concluir que, no caso do TGV, o maior registo de deslocamentos acontece à passagem das locomotivas intermédias, onde existem mais eixos e o espaçamento entre eles é menor. No caso do ICE, o maior impacto acontece logo à passagem da primeira locomotiva, que apresenta cargas por eixo superiores às



restantes carruagens. No entanto, na passagem da última locomotiva, esse efeito é diminuído pela redução súbita do espaçamento entre eixos (a locomotiva é mais curta que as restantes carruagens). Quanto ao Talgo, a resposta parece entrar em ressonância devido ao espaçamento regular entre eixos. Fenómeno que é cancelado parcialmente devido à passagem da zona intermédia do comboio, onde a distância entre eixos é reduzida, entrando de novo em ressonância na segunda metade do veículo;

- O estudo da análise dinâmica, efectuado para os três modelos, quer em termos de deslocamentos quer em termos de acelerações, independentemente do comboio considerado, permitiu concluir que o modelo C1, o mais simples, é onde se registam respostas dinâmicas mais acentuadas. Para além disso, este modelo é o que apresenta a frequência fundamental mais baixa (cerca de 1 Hz), o que leva a que as velocidades ressonantes sejam mais baixas. Estes dois factos permitem afirmar que este é o modelo mais conservativo;
- A complexidade introduzida na análise pelo modelo C2, onde se modelou dois tramos sucessivos e um prolongamento da via para o aterro, levou a uma diminuição nas respostas dinâmicas. Essa diminuição ainda é mais visível nas respostas com o modelo C3, onde se inclui os dois tabuleiros, ligados pelo balastro. Para este modelo, nomeadamente em termos de acelerações, os valores obtidos foram consideravelmente baixos, inferiores ao limite regulamentar de  $3,5 \text{ m/s}^2$  para todos os comboios até velocidades normais de circulação. A comparação com esse limite é feita no capítulo seguinte, na verificação da segurança da via.



## 5

## AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE CANELAS

### 5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se avaliar o comportamento estrutural da ponte de Canelas. Pretende-se verificar os limites estabelecidos pelas normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2 no que diz respeito aos três critérios já mencionados:

- Segurança estrutural;
- Segurança da via;
- Conforto dos passageiros.

### 5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Na verificação da segurança estrutural da ponte foi efectuada a comparação entre os resultados de uma análise estática para os comboios reais, majorada pelo factor de amplificação dinâmica  $(1 + \varphi' + 0,5\varphi'')$ , uma análise estática para o modelo LM71 majorada pelo respectivo factor  $\Phi$  e uma análise dinâmica. Todas as verificações foram feitas para os três modelos de elementos finitos desenvolvidos e tendo em conta o deslocamento a meio vão.

Baseado nos resultados da análise dinâmica para os comboios reais, foram determinadas as amplificações dinâmicas  $\varphi'_{dyn}$  através da expressão (2.37) da secção 2.5.3.1. Para ter em conta os efeitos das irregularidades da via, os resultados da análise dinâmica tomam o valor seguinte:

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + 0,5\varphi''\right) \times \delta_{real,estático} \quad (5.1)$$

Considerou-se que a via, sendo para tráfego de alta velocidade, teria uma manutenção cuidada, pelo que se empregou o coeficiente  $0,5\varphi''$  para as irregularidades da via. O tipo de manutenção da via também influencia o factor  $\Phi$ , pelo que se usou  $\Phi_2$ , conforme a expressão (2.35) da secção 2.5.3.1.

Os valores resultantes da expressão (5.1), foram então comparados com os resultados provenientes da aplicação do modelo de cargas LM71, majorados do respectivo factor  $\Phi_2$ , e ainda com os valores resultantes da resposta estática máxima para os comboios reais, majorados pelo coeficiente de amplificação dinâmica  $(1 + \varphi' + 0,5\varphi'')$ . De realçar a diferença entre  $\varphi'_{dyn}$  e  $\varphi'$ , já explicada em 2.5.3.1.

O modelo de cargas LM71 foi aplicado aos três modelos desenvolvidos, de acordo com a sua configuração, exposta na secção 2.5.1.1. Os valores aí indicados relativos às cargas foram naturalmente divididos por dois, aplicando-se as cargas em cada carril. Considerou-se que a posição

mais desfavorável das cargas seria um carregamento simétrico centrado a meio vão. Limitou-se o comprimento do modelo de cargas ao vão da ponte, pelo que as cargas distribuídas de 80 kN/m se estenderam pelo comprimento de 2,6 m ((11,6-3×1,6+2×0,8)/2 m). A aplicação destas cargas distribuídas foi simplificada e convertida em cargas pontuais  $P$ , sobre os nós correspondentes, espaçados de 20 cm:

$$P = \frac{80 \text{ kN/m} \times 2,6 \text{ m}}{2,6 \text{ m}/0,2 \text{ m} + 1} = 14,86 \text{ kN} \quad (5.2)$$

A resposta estática dos comboios reais foi obtida para a velocidade de circulação de 10 km/h, considerando que a tão baixa velocidade não há efeitos dinâmicos, sendo uma boa aproximação para os deslocamentos que se pretendem obter. No entanto, uma correcta designação seria um carregamento semi-estático.

Refira-se ainda, que a aplicação do coeficiente de amplificação dinâmica à resposta estática, usado nos casos em que se dispensa a realização de análises dinâmicas, tem apenas carácter exemplificativo, visto que o objectivo do trabalho é precisamente o estudo do comportamento dinâmico da ponte.

#### 5.2.1. RESPOSTA ESTÁTICA PARA O MODELO LM71 ( $\Phi_2 \times \delta_{LM71}$ )

O modelo de cargas LM71 foi aplicado de acordo com o descrito anteriormente, centrado a meio vão. O factor dinâmico  $\Phi_2$  foi usado, considerando uma manutenção cuidada da via, e calculado da seguinte forma, tendo-se considerado o comprimento  $L_\phi$  igual a 12 m:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{12 - 0,2}} + 0,82 = 1,261 \quad (5.3)$$

A resposta estática para o modelo LM71 foi então calculada para os três modelos, apresentando-se os resultados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Deslocamentos estáticos  $\Phi_2 \times \delta_{LM71}$  (mm)

C1	C2	C3
1,261×8,98=11,32	1,261×7,06=8,90	1,261×6,35=8,01

#### 5.2.2. RESPOSTA ESTÁTICA MAJORADA [(1+ $\varphi'$ +0,5 $\varphi''$ ) × $\delta_{sta}$ ]

A análise estática foi efectuada para a passagem dos comboios reais conforme referido anteriormente. O coeficiente  $\varphi'$  foi obtido conforme a expressão (2.38), onde  $K$  depende da velocidade  $v$  e também do modelo através da frequência fundamental  $n_0$ . Por sua vez, o coeficiente que representa as irregularidades da via e defeitos nas rodas do veículo,  $0,5\varphi''$ , foi determinado conforme a expressão (2.40), onde  $\alpha$  toma naturalmente o valor de 1,  $L_\phi$  é 12 m e  $n_0$  depende do modelo considerado tomando os valores 7,74 Hz, 8,67 Hz e 8,72 Hz para os modelos C1, C2 e C3, respectivamente (Quadro 5.2).

Quadro 5.2 – Coeficiente  $\varphi''$

Modelo	C1	C2	C3
$\varphi''$	0,189	0,238	0,240

Finalmente, os deslocamentos estáticos obtidos a meio vão apresentam-se no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Deslocamentos estáticos máximos do tabuleiro ( $\delta_{sta}$ ) (mm)

Comboio	C1	C2	C3
ALFA	1,17	0,92	0,73
TALGO	1,26	0,98	0,78
THALYS	1,57	1,25	1,00
EUROSTAR	1,60	1,27	1,02
TGV	1,57	1,25	1,00
VIRGIN	1,49	1,18	0,94
ICE	1,39	1,10	0,87
ETR	1,39	1,09	0,87

Assim, é possível construir o Quadro 5.4 com os valores máximos obtidos pela amplificação dinâmica.

Quadro 5.4 – Deslocamentos  $(1+\varphi'+0,5\varphi'')$   $\times \delta_{sta}$  máximos registados

Comboio	C1	C2	C3
ALFA	2,01	1,52	1,21
TALGO	2,88	2,12	1,69
THALYS	3,59	2,70	2,15
EUROSTAR	3,66	2,75	2,19
TGV	3,59	2,70	2,15
VIRGIN	3,41	2,54	2,02
ICE	3,17	2,37	1,87
ETR	3,17	2,36	1,87

### 5.2.3. RESPOSTA DINÂMICA MAJORADA $[(1+\varphi'_{dyn}+0,5\varphi'') \times \delta_{sta}]$

Para a obtenção da resposta dinâmica dos comboios reais, calculou-se primeiro o coeficiente  $\varphi'_{dyn}$  para cada velocidade. O coeficiente  $\varphi''$  é constante para cada modelo e toma os valores indicados no Quadro 5.2.

Por fim, é aplicada a expressão (5.1) e obtidos os valores que constam no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Deslocamentos  $(1+\varphi'_{dyn}+0,5\varphi'')$   $\times \delta_{sta}$  máximos do tabuleiro

Comboio	C1	C2	C3
ALFA	1,78	1,29	0,94
TALGO	7,11	5,59	2,93
THALYS	4,60	3,55	2,29
EUROSTAR	3,90	2,82	1,97
TGV	4,54	3,51	2,25
VIRGIN	3,88	2,95	1,79
ICE	3,25	2,53	1,84
ETR	3,35	2,61	1,88

## 5.2.4. COMPARAÇÃO DAS ANÁLISES EFECTUADAS

Nesta secção resumem-se os deslocamentos máximos do tabuleiro obtidos pelos diferentes tipos de análises efectuadas. Os Quadros 5.6, 5.7 e 5.8 apresentam os resultados para o modelo C1, C2 e C3, respectivamente.

Quadro 5.6 – Deslocamentos obtidos pelos diferentes tipos de análise para o modelo C1 (mm)

Comboio	$\bar{\delta}_{sta}$	$(1+\varphi'+0,5\varphi'') \times \bar{\delta}_{sta}$	$(1+\varphi'_{dyn}+0,5\varphi'') \times \bar{\delta}_{sta}$	$\Phi_2 \times \bar{\delta}_{LM71}$
ALFA	1,17	2,01	1,78	11,32
TALGO	1,26	2,88	7,11	
THALYS	1,57	3,59	4,60	
EUROSTAR	1,60	3,66	3,90	
TGV	1,57	3,59	4,54	
VIRGIN	1,49	3,41	3,88	
ICE	1,39	3,17	3,25	
ETR	1,39	3,17	3,35	

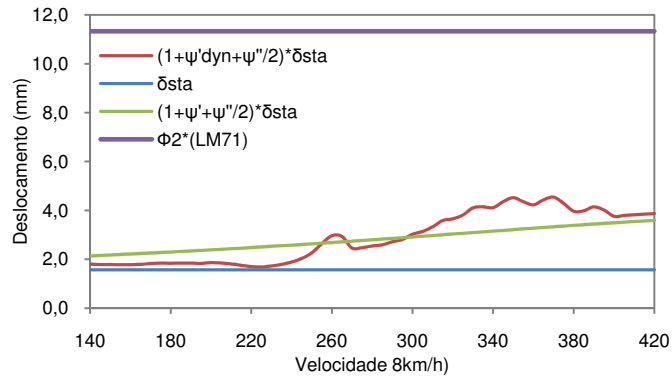
Quadro 5.7 – Deslocamentos obtidos pelos diferentes tipos de análise para o modelo C2 (mm)

Comboio	$\bar{\delta}_{sta}$	$(1+\varphi'+0,5\varphi'') \times \bar{\delta}_{sta}$	$(1+\varphi'_{dyn}+0,5\varphi'') \times \bar{\delta}_{sta}$	$\Phi_2 \times \bar{\delta}_{LM71}$
ALFA	0,92	1,52	1,29	8,90
TALGO	0,98	2,12	5,59	
THALYS	1,25	2,70	3,55	
EUROSTAR	1,27	2,75	2,82	
TGV	1,25	2,70	3,51	
VIRGIN	1,18	2,54	2,95	
ICE	1,10	2,37	2,53	
ETR	1,09	2,36	2,61	

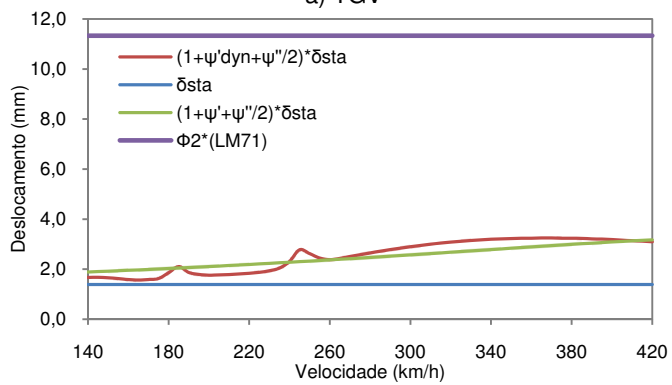
Quadro 5.8 – Deslocamentos obtidos pelos diferentes tipos de análise para o modelo C3 (mm)

Comboio	$\bar{\delta}_{sta}$	$(1+\varphi'+0,5\varphi'') \times \bar{\delta}_{sta}$	$(1+\varphi'_{dyn}+0,5\varphi'') \times \bar{\delta}_{sta}$	$\Phi_2 \times \bar{\delta}_{LM71}$
ALFA	0,73	1,21	0,94	8,01
TALGO	0,78	1,69	2,93	
THALYS	1,00	2,15	2,29	
EUROSTAR	1,02	2,19	1,97	
TGV	1,00	2,15	2,25	
VIRGIN	0,94	2,02	1,79	
ICE	0,87	1,87	1,84	
ETR	0,87	1,87	1,88	

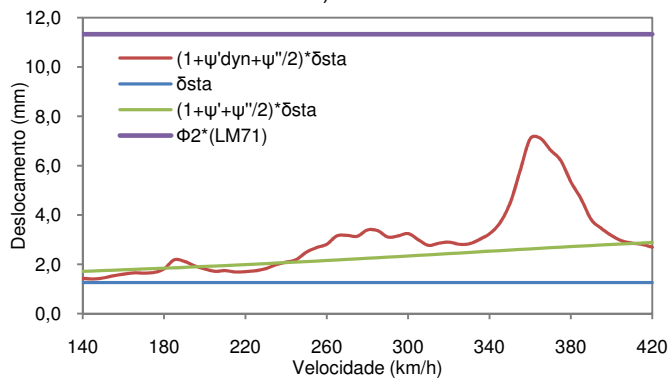
São de seguida apresentados os resultados obtidos sob a forma de gráfico para os três modelos, no entanto apenas para os comboios representativos de cada tipo: TGV, ICE, Talgo e ainda o Alfa. Na Figura 5.1, 5.2 e 5.3 apresentam-se os resultados relativos ao modelo C1, C2 e C3, respectivamente.



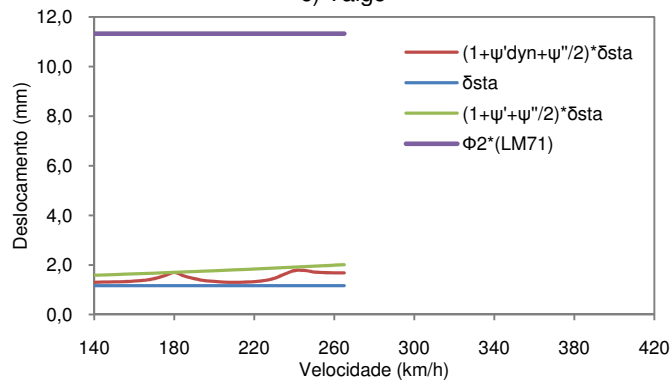
a) TGV



b) ICE

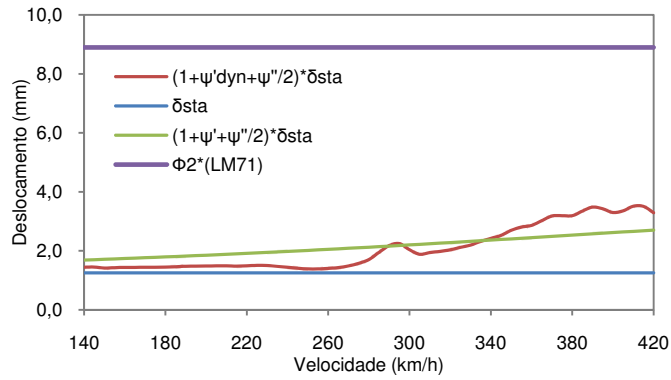


c) Talgo

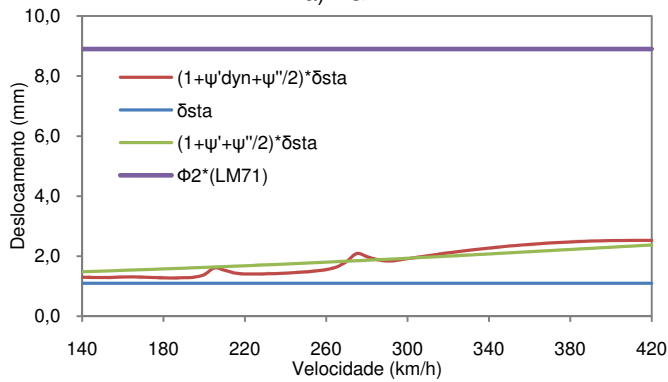


d) Alfa

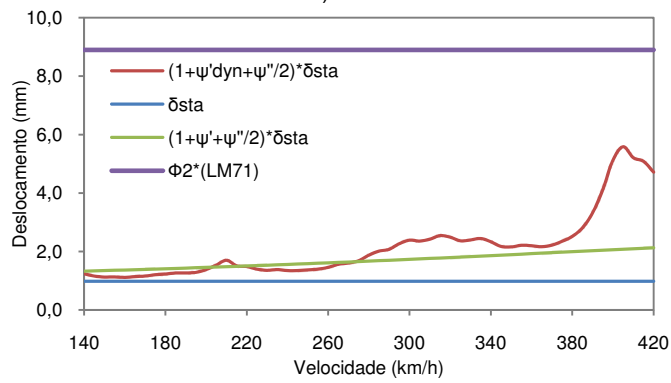
Figura 5.1 – Resultados de deslocamento máximo obtidos com os diferentes tipos de análise para o modelo C1



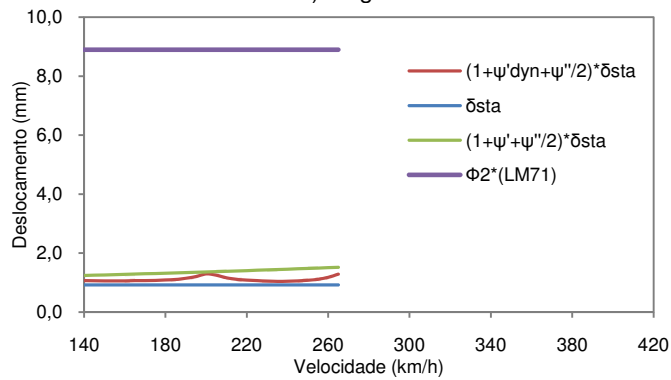
a) TGV



b) ICE



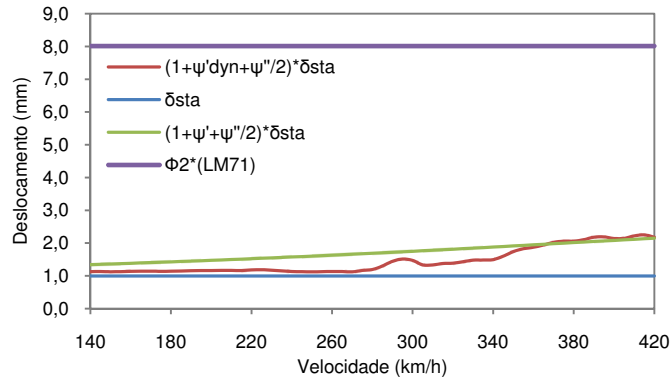
c) Talgo



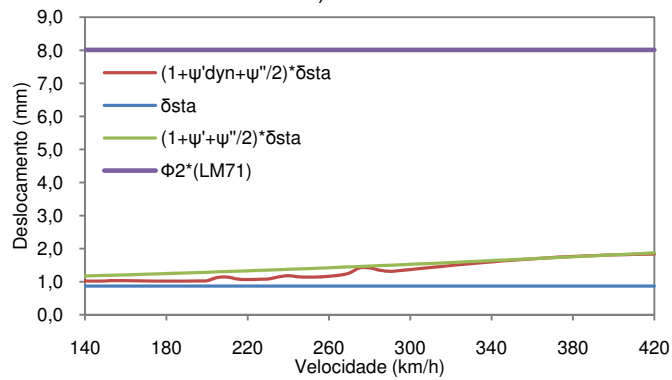
d) Alfa

Figura 5.2 – Resultados de deslocamento máximo obtidos com os diferentes tipos de análise para o modelo C2

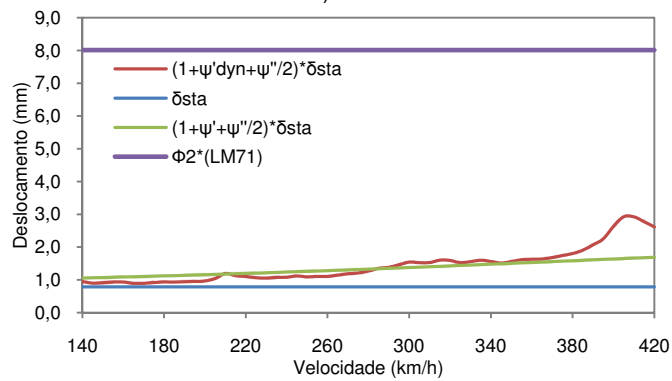




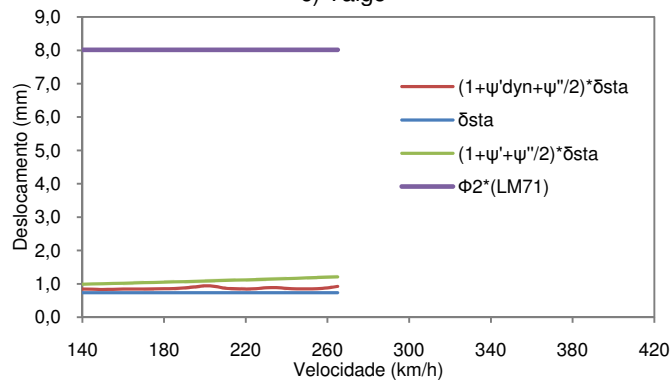
a) TGV



b) ICE



c) Talgo



d) Alfa

Figura 5.3 – Resultados de deslocamento máximo obtidos com os diferentes tipos de análise para o modelo C3

Pelos resultados observados nos Quadros 5.6 a 5.8 e nas Figuras 5.1 a 5.3, é possível tirar as seguintes conclusões:

- Em qualquer modelo e para qualquer comboio, os resultados da análise com recurso ao modelo de cargas LM71, majorados do respectivo coeficiente  $\Phi_2$  ( $\Phi_2 \times \delta_{LM71}$ ), são sempre superiores aos obtidos pelas restantes análises;
- Para o comboio Alfa-pendular, os resultados obtidos através da multiplicação do coeficiente de amplificação dinâmica pela resposta estática máxima  $[(1+\varphi'+0,5\varphi'') \times \delta_{sta}]$  são sempre superiores aos resultados da análise dinâmica  $[(1+\varphi'_{dyn}+0,5\varphi'') \times \delta_{sta}]$ , independentemente do modelo considerado;
- Para os restantes comboios, geralmente os resultados da análise dinâmica atingem valores superiores aos da análise estática majorada, sendo que os picos ressonantes verificados não são cobertos por esta. Exceção feita aos comboios convencionais e articulados para o modelo C3, em que a resposta dinâmica é inferior ou praticamente coincidente com os resultados da análise estática majorada;
- Para todos os comboios, verifica-se um decréscimo dos resultados da análise dinâmica com o aumento da complexidade do modelo, tal como se tinha constatado nas Figuras 4.15 e 4.19 do capítulo anterior.

### 5.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA VIA

Neste ponto, a resposta dinâmica da ponte de Canelas é avaliada do ponto de vista da segurança da via, tendo em conta apenas dois dos critérios apresentados em 2.5.3.2: a aceleração vertical máxima do tabuleiro e a sua deformação vertical máxima.

#### 5.3.1. ACELERAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO

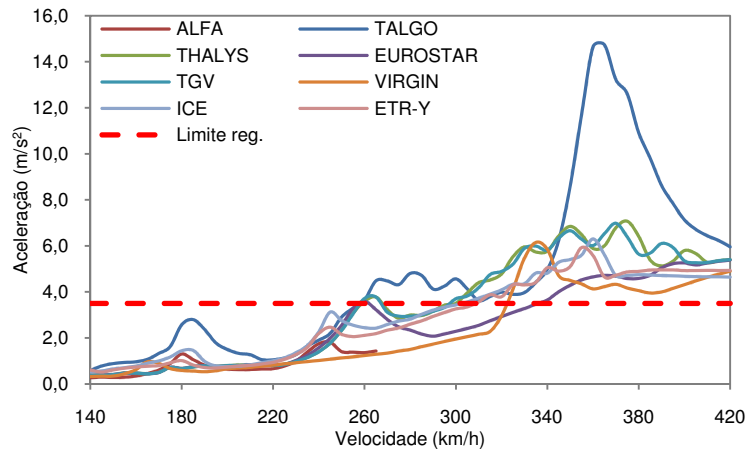
De acordo com a norma EN1990-AnnexA2, a aceleração vertical máxima permitida no tabuleiro de pontes em vias balastradas não deverá exceder  $3,5 \text{ m/s}^2$ , conforme referido em 2.5.3.2.

Na Figura 5.4 está ilustrada a evolução da resposta dinâmica em termos de acelerações para os três modelos, assim como limite regulamentar.

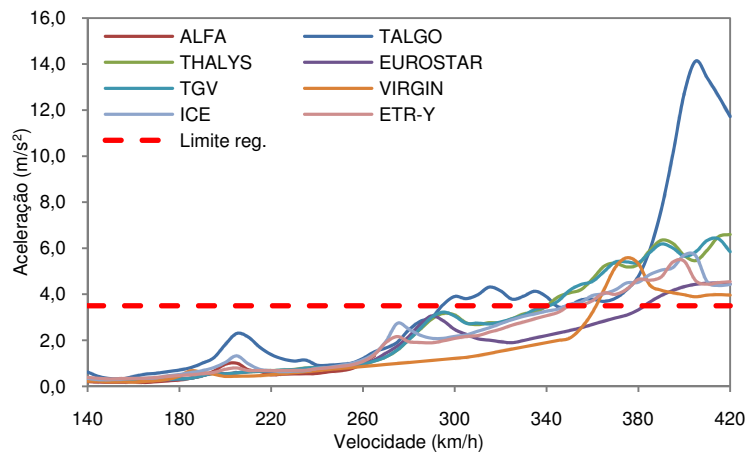
A observação da figura, permite verificar que no caso do comboio Alfa-pendular o limite regulamentar é cumprido em qualquer um dos modelos. Para os restantes comboios, esse limite é excedido para velocidade da ordem dos 260 km/h no primeiro modelo, 290 km/h no segundo modelo e para 380 km/h no modelo C3.

O comboio mais agressivo para a ponte em termos de acelerações máximas é o Talgo, que regista uma aceleração de  $14,7 \text{ m/s}^2$  no modelo C1 para a velocidade de 365 km/h.

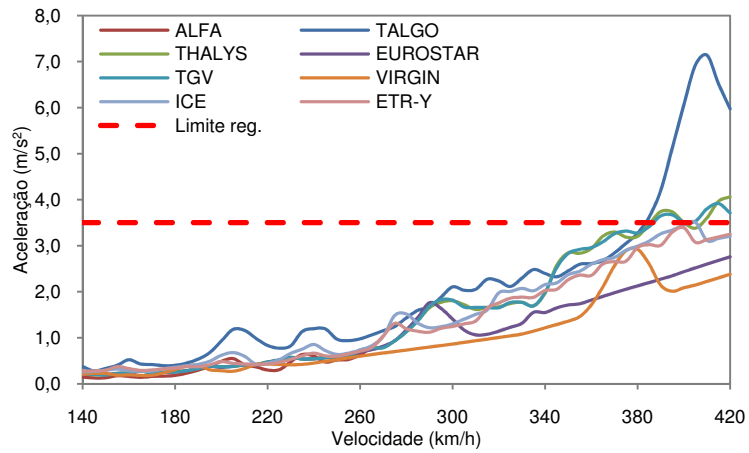
As velocidades limite que cada comboio deveria circular de forma a cumprir a norma em termos de acelerações, precavendo fenómenos de instabilidade do balastro, são indicadas no Quadro 5.9. De referir que as velocidades estão arredondadas à dezena inferior.



a) Modelo C1



b) Modelo C2



c) Modelo C3

Figura 5.4 – Comparação das acelerações obtidas com o limite regulamentar

Quadro 5.9 – Velocidades limite para cumprir a aceleração máxima do tabuleiro

Comboio	C1	C2	C3
TALGO	250	290	380
THALYS	250	340	380
EUROSTAR	250	380	SL
TGV	250	340	380
VIRGIN	320	360	SL
ICE	300	340	400
ETR	300	350	SL

SL – sem limite

### 5.3.2. DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO

A deformação vertical do tabuleiro provocada pela aplicação do modelo de cargas LM71 não deve exceder em nenhum caso o valor regulamentar de:

$$\delta < \frac{L}{600} = \frac{12}{600} \times 1000 = 20 \text{ mm} \quad (5.4)$$

A aplicação deste modelo de cargas originou os deslocamentos máximos indicados no Quadro 5.10, verificando-se que o limite para a deformação vertical do tabuleiro é assegurado.

Quadro 5.10 – Deslocamento vertical máximo pela aplicação do modelo de cargas LM71 (mm)

Modelo	C1	C2	C3
$\delta_{LM71}$	8,98	7,06	6,35

## 5.4. VERIFICAÇÃO DO CONFORTO DOS PASSAGEIROS

Tal como referido anteriormente em 2.5.3.3, para uma correcta avaliação do conforto dos passageiros no interior das carruagens, seria necessário modela-las, o que constituía uma análise com interacção comboio-ponte. Este tipo de análise não foi efectuado no âmbito deste trabalho, pelo que se usou a alternativa proposta pela norma EN1990-AnnexA2, que se adequa ao caso em estudo.

Esta alternativa consiste na comparação da relação  $L/\delta$ , em que  $L$  é o vão e  $\delta$  é o valor máximo do deslocamento vertical do tabuleiro, sujeito ao modelo de cargas LM71, majorado do respectivo factor dinâmico  $\Phi_2$ , com os limites para esta relação indicados naquela norma.

Sendo o vão igual a 12 m e os valores de  $\Phi_2 \times \delta_{LM71}$  indicados anteriormente no Quadro 5.1, a relação  $L/\delta$  para cada modelo é indicada no Quadro 5.11.

Quadro 5.11 – Relação  $L/\delta$  para os três modelos

Modelo	C1	C2	C3
$L/\delta$	1059	1349	1498

Na Figura 5.5 estão então indicados os valores limite para os três níveis de conforto especificados na norma, assim como a relação  $L/\delta$  de cada modelo.

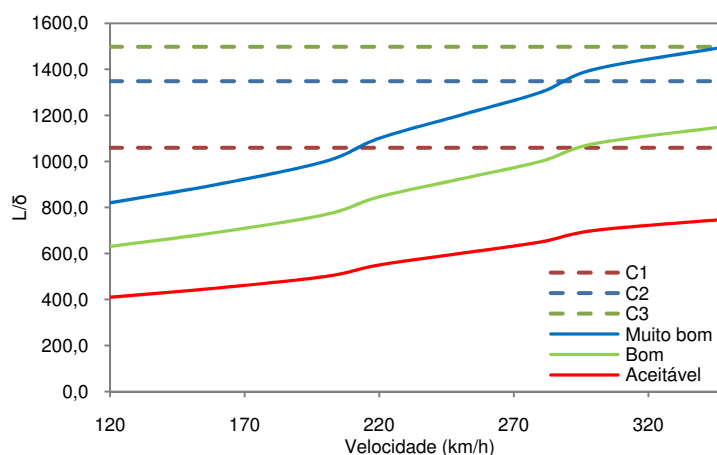


Figura 5.5 – Nível de conforto

A observação da figura permite constatar que para velocidades até aos 350 km/h o nível de conforto para o modelo C3 é muito bom. Para velocidades superiores, é provável que esse nível diminua, de acordo com a evolução do gráfico. Quanto ao modelo C2, o nível de conforto será muito bom até à velocidade de 290 km/h e bom para velocidades mais elevadas. No modelo C1, o nível de conforto dos passageiros será muito bom para velocidades até aos 210 km/h, bom até 295 km/h e aceitável para velocidades superiores. Esta informação encontra-se resumida no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Velocidades máximas para cada nível de conforto

Modelo	C1	C2	C3
Muito Bom	210	290	350
Bom	295	n.a.	n.a.
Aceitável	n.a.	n.a.	n.a.

n.a. – não aplicável



# 6

## CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1. CONCLUSÕES GERAIS

O principal objectivo deste trabalho consistiu na análise do comportamento dinâmico da ponte ferroviária de Canelas, situada na Linha do Norte, próximo de Aveiro, sob acção de tráfego ferroviário de alta velocidade. As características desta ponte tornam interessante o estudo do seu comportamento pelos seguintes motivos:

- Trata-se de uma ponte mista aço-betão, do tipo *filler beam*, de pequeno vão, constituída por seis tramos simplesmente apoiados de 12 metros, solução muito recorrente em linhas ferroviárias de alta velocidade;
- Esta solução estrutural foi adoptada em diversas situações, nomeadamente na linha de alta velocidade pioneira na Europa, a linha Paris-Lyon, onde se registaram problemas de estabilidade do balastro, consequência de acelerações excessivas no tabuleiro.

No decorrer do trabalho dedicou-se especial atenção à modelação da estrutura, que foi realizada com recurso ao software ANSYS 12.0. Este programa possui uma biblioteca alargada de elementos finitos, várias ferramentas de análise estrutural, boa interface gráfica e é o programa adoptado preferencialmente no grupo de investigação da alta velocidade da Faculdade de Engenharia. Estes factores foram decisivos na escolha do software a utilizar para a modelação do caso de estudo.

Foram desenvolvidos três modelos diferentes:

- O primeiro modelo, C1, consistiu em apenas um meio tabuleiro de um tramo da ponte sem inclusão da via, constituído essencialmente por elementos de casca e de viga para os perfis metálicos;
- O segundo modelo, C2, consistiu em dois tramos sucessivos de meio tabuleiro da ponte, incluindo apenas uma via. Esta foi estendida para o aterro para representar a continuidade da mesma. Foi constituído por elementos de casca, de viga para os perfis metálicos e carris e também elementos de volume para a modelação do balastro, travessas e palmilhas;
- O terceiro modelo, C3, consistiu numa duplicação do segundo, incluindo agora as duas vias férreas e os respectivos dois meios tabuleiros da laje estrutural, representando na totalidade a estrutura real.

Nos modelos com inclusão da via, C2 e C3, a parte estrutural não tem qualquer ligação de tramo para tramo. Esta ligação foi feita pelos elementos de volume do balastro. Além dos elementos finitos de

casca, de viga e de volume referidos, foram também usados elementos de viga rígida, de massa e também elementos de mola.

Aos elementos de viga rígida (MPC184) foi dada especial atenção, uma vez que foi o elemento utilizado em diversas ligações: entre as partes estruturais, no caso da ligação entre a laje e a consola e entre estes e o murete; e não estruturais, no caso da ligação entre os elementos de casca da laje e os elementos de volume do balastro. Estes elementos possuem internamente diversos tipos de ligação, sendo que os mais relevantes na modelação foram o *Rigid Beam* e o *Rigid Link*. As diferenças entre os dois prendem-se na restrição à rotação relativa conferida aos elementos a ligar. Através de exemplos simples efectuados, conclui-se que o mais adequado para o presente caso era o *Rigid Beam*, uma vez que as rotações relativas entre elementos eram impedidas.

Os apoios também foram modelados através de elementos de mola. Nos apoios duplos apenas se introduziram molas verticais com determinada rigidez, enquanto que nos apoios simples foram introduzidas molas horizontais para simular a distorção do neoprene.

A construção dos modelos numéricos obedeceu às disposições de projecto, que se procuraram respeitar ao máximo, em prol de uma correcta e fidedigna representação da realidade. Para tal, foram identificados os alinhamentos longitudinais e transversais fundamentais dos elementos estruturais e não estruturais, tais como os alinhamentos dos perfis metálicos HE500B integrantes da laje, o desnível da consola, o posicionamento dos perfis metálicos transversais, do balastro, das travessas e dos carris. A bitola ibérica foi respeitada. Todas estas disposições foram conjugadas com uma dimensão de elementos finitos que proporcionasse uma correcta avaliação do comportamento estrutural. A dimensão máxima adoptada foi de 20 cm em todos os elementos, que por ser um submúltiplo da distância entre travessas, permitia desde logo manter essa distância de 60 cm, por exemplo.

A massa dos modelos, sendo uma propriedade fundamental do ponto de vista dinâmico, foi controlada através das reacções verticais dos apoios, de forma a garantir que os elementos tivessem adquirido as densidades pretendidas. Numa destas verificações, constatou-se que os elementos de viga rígida adquiriam massa, o que não era pretendido, visto que estes elementos constituem artifícios da modelação. Criou-se então um material fictício para lhes atribuir.

Concluídos os modelos numéricos procedeu-se à análise modal. O número de modos de vibração presentes na estrutura é relativamente reduzido, particularmente no caso do modelo C1. Tratando-se de uma ponte de pequeno vão, as frequências são tradicionalmente elevadas (Quadro 6.1).

Quadro 6.1 – Número de modos obtidos para cada modelo

Frequência	Modelo C1	Modelo C2	Modelo C3
30 Hz	3	6	12
60 Hz	8	40	73

O presente trabalho incluiu também a calibração dos modelos numéricos desenvolvidos, com base em resultados experimentais disponíveis. Este processo foi efectuado para os modelos C2 e C3 e consistiu na análise de sensibilidade de quatro propriedades, que se consideraram as mais relevantes do ponto de vista dinâmico: o módulo de elasticidade do betão, o módulo de elasticidade do balastro, a densidade do balastro e a rigidez dos apoios. Foram controladas as frequências do primeiro modo de flexão vertical e do primeiro modo de torção do tramo Norte, com frequências experimentais de 8,6 Hz e 15,6 Hz, respectivamente.



O módulo de elasticidade do betão, sendo este da classe C35/45, foi balizado entre 32 GPa e 37 GPa, valor calculado para a idade da obra. O módulo de elasticidade do balastro foi tido entre 120 MPa e 200 MPa. De maneira a não ser alterado o modelo de elementos finitos, e considerando uma possível variação da altura média de balastro presente sobre a estrutura, foram admitidas densidades de balastro fictícias correspondentes a diferentes alturas de balastro. Assim, consideraram-se os valores de 1800, 2100, 2400 e 2700 kg/m<sup>3</sup>. Quanto à rigidez dos apoios, foram tidos em conta os quatro valores de dureza Shore do neoprene, presentes na referência bibliográfica [42], que conduziam a quatro rigidezes verticais e horizontais dos apoios elásticos. O estudo centrou-se na análise de uma função de erro, associada à diferença entre as frequências obtidas experimentalmente e as frequências obtidas numericamente pela alteração individual de cada uma das propriedades.

Em ambos os modelos, C2 e C3, verificou-se que as frequências do primeiro modo de flexão vertical eram particularmente sensíveis a alterações do módulo de elasticidade do betão e da densidade do balastro. A frequência do primeiro modo de torção era igualmente sensível àquelas propriedades, assumindo maior importância a rigidez dos apoios.

Esta análise revelou-se um pouco inconclusiva uma vez que a alteração individual de cada propriedade não fez com que se encontrasse um mínimo aceitável para a função de erro. Como tal, optou-se pelo estudo mais aprofundado de dois parâmetros apenas. Uma vez que se admitiu que o módulo de elasticidade do betão está relativamente bem controlado, tendo uma variabilidade reduzida em relação aos outros parâmetros, optou-se por seguir na análise com a dureza Shore do material e consequente rigidez dos apoios, assim como também com a densidade do balastro.

Na nova fase da calibração, cada valor de densidade do balastro foi conjugada com cada valor de dureza Shore, obtendo-se assim superfícies de erro, onde foi possível detectar a melhor combinação destes dois parâmetros. No caso do modelo C2, o erro mínimo foi encontrado para o valor limite de densidade do balastro considerado, pelo que se alargou esse limite. Contudo, o mínimo da função de erro prolongou-se para o novo valor limite, não se conseguindo assim concluir que esse seria o ponto ideal, pois o mínimo da função de erro não se encontrava dentro do domínio considerado. Esse ponto ideal foi sim encontrado para o modelo C3 e para o mesmo valor de dureza Shore considerado inicialmente, alterando apenas a densidade do balastro para 2400 kg/m<sup>3</sup>, o equivalente a 80 cm de altura média de balastro.

A calibração efectuada permitiu concluir que as frequências do modelo C3 foram as que mais se aproximaram das frequências obtidas experimentalmente para os primeiros modos de vibração vertical e de torção, mantendo as características dos materiais o mais realistas possível. Em relação aos modelos iniciais, apenas foi necessária a alteração da densidade do balastro. Esta alteração foi efectuada para os três modelos, de forma a poderem ser comparáveis em termos de respostas dinâmicas. As frequências foram naturalmente reduzidas perante este aumento de massa, o que corresponde a incluir mais modos na análise dinâmica (Quadro 6.2).

Quadro 6.2 – Número de modos obtidos para cada modelo após a calibração

Frequência	Modelo C1	Modelo C2	Modelo C3
30 Hz	3	8	14
60 Hz	8	77	132

O passo seguinte foi a realização da análise dinâmica para tráfego de alta velocidade. Este tipo de análise é normalmente feito com recurso a metodologias numéricas, por terem um campo de aplicação mais alargado. Neste trabalho foi implementado este tipo de metodologia com recurso a cargas

móveis, que compreende a utilização conjunta do ANSYS com o Matlab, metodologia desenvolvida no grupo de investigação da Faculdade de Engenharia. Esta metodologia consiste na aplicação do método da sobreposição modal, em que a equação de equilíbrio dinâmico de cada modo é resolvida pelo método de Newmark.

A análise dinâmica consistiu na simulação da passagem de sete comboios de alta velocidade em circulação na rede europeia: ICE, ETR, Virgin, TGV, Thalys, Eurostar e Talgo, e ainda do Alfa-pendular. Optou-se por estudar o deslocamento e aceleração vertical a meio vão do tramo Norte, onde se identificaram os valores máximos daquelas grandezas para cada velocidade de circulação e os respectivos picos de ressonância.

Foi feito um estudo prévio com o objectivo de avaliar a sensibilidade da resposta dinâmica do modelo C2, para a passagem do TGV, aos seguintes factores: incremento de tempo, número de modos de vibração utilizados na análise das acelerações e deslocamentos, e ainda o comprimento do comboio.

No que respeita ao incremento de tempo utilizado nas análises, sendo este o parâmetro que dita a precisão da solução pelo método de Newmark, verificou-se que 3 ms eram suficientes para a obtenção de uma solução rigorosa, o que equivale sensivelmente a  $\Delta t = \frac{T}{10}$ . No entanto, considerou-se 2 ms nas análises.

Quanto à influência do número de modos de vibração na resposta em termos de acelerações, verificou-se que um possível aumento da frequência máxima regulamentar de 30 Hz para 60 Hz, leva a um aumento substancial do número de modos a incluir nas análises de 14 para 132, no caso do modelo C3, o que corresponde a um aumento considerável do tempo de cálculo da resposta dinâmica, principalmente no caso de se tratar de modelos com frequências mais baixas. No caso dos modelos com inclusão da via, os modos de vibração com frequências superiores a 40-45 Hz são modos locais, onde praticamente só existem movimentos dos elementos de volume, não influenciando directamente a laje, onde foram controladas as grandezas. Como tal, o aumento de resposta não foi significativo. Já no modelo C1, a contribuição dos modos até 60 Hz foi mais notória. Em todo o caso, frequências mais elevadas dizem respeito normalmente a modos de vibração locais, onde o coeficiente de amortecimento tende a ser superior ao considerado, podendo-se afirmar que o amortecimento considerado é conservativo para modos de frequência superior.

O número de modos de vibração a incluir na análise em termos de deslocamentos da estrutura é normalmente menor. Verificou-se que a contribuição do modo fundamental é decisiva na resposta final, particularmente no modelo C1, onde a inclusão do primeiro e segundo modo de torção pouco ou nada altera a resposta dinâmica. O mesmo não se verificou nos modelos com inclusão da via, principalmente no modelo C3, onde os três primeiros modos de torção tiveram uma contribuição importante na resposta.

A influência do comprimento do comboio TGV no comportamento dinâmico da ponte também foi estudada. Verificou-se que o comboio duplo originou deslocamentos superiores àqueles que seriam provocados pela passagem do comboio simples, para velocidades superiores a 300 km/h. Até esta velocidade, a resposta é praticamente coincidente. Este facto não está relacionado com os típicos fenómenos de ressonância, mas é provocado pelo efeito da velocidade associado a uma repetição prolongada dos ciclos de carga. Para o comprovar, foram apresentados registos temporais para a velocidade de 410 km/h, onde se constatou que o deslocamento máximo registado para a passagem do comboio duplo acontece quando os eixos da primeira locomotiva da segunda composição passam sobre a estrutura.

Foi dada especial atenção às velocidades de ressonância encontradas. Verificou-se que o primeiro modo de vibração teve uma contribuição determinante para a resposta, uma vez que o pico de ressonância foi registado para velocidades relativas ao primeiro modo de flexão vertical. Excepção feita ao modelo C3, onde se registaram picos ressonantes proporcionados pelo primeiro modo de torção. Verificou-se também que as velocidades de ressonância foram encontradas maioritariamente para frequências de excitação iguais a 1/2, 1/3 e 1/4 da frequência correspondente ao modo fundamental da estrutura. Excepção feita ao comboio Talgo, com distância entre eixos relativamente reduzida, onde se registaram velocidades ressonantes relativas a uma frequência de excitação igual à frequência fundamental.

Comparando a resposta dinâmica em termos de deslocamentos obtidos para todos os comboios analisados, verificou-se que o comboio espanhol Talgo se destacou claramente, pois foi o que originou um maior aumento de resposta, com um coeficiente de amplificação dinâmica  $\phi'_{dyn}$  de 4,56 para a velocidade de 405 km/h no modelo C2. Seguem-se os comboios articulados Thalys e TGV, com coeficientes de amplificação dinâmica para aquele modelo de 1,72 e 1,69, respectivamente. Estes foram também os comboios que proporcionaram maiores acelerações a meio vão do tabuleiro.

Foram também efectuados registos temporais para os comboios representativos de cada tipo: TGV, ICE, Talgo e ainda para o Alfa. Destes registos conclui-se claramente para que posicionamento do comboio sobre a ponte é que se registaram os valores máximos de deslocamento. No caso do TGV, tal como se tinha verificado anteriormente, foi a passagem da primeira locomotiva da segunda parte do comboio que agravou os deslocamentos, visto serem as locomotivas nos comboios articulados que possuem mais eixos. No caso do comboio ICE, comboio convencional, foi na passagem da primeira locomotiva com cargas por eixo mais elevadas (195 kN) que se registaram os maiores deslocamentos. Contudo, na passagem da última locomotiva esse efeito não se repete, uma vez que o ciclo de carregamento das carruagens intermédias é interrompido devido à mudança da distância entre eixos. O mesmo se verificou na passagem do comboio Talgo. Sendo este um comboio regular, a resposta dinâmica é amplificada pela passagem das sucessivas carruagens do mesmo comprimento, sendo no entanto interrompida pela passagem das locomotivas intermédias, cuja distância entre eixos é menor. A amplificação da resposta é retomada na segunda metade do comboio. O comboio Alfa não originou grandes amplificações dinâmicas.

Por fim, foi avaliado o comportamento estrutural da ponte de Canelas. Tal como indicam as normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2, foi feita a verificação de alguns parâmetros referentes à segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

A verificação da segurança estrutural levou a concluir que os resultados obtidos pela análise dinâmica foram superiores aos obtidos pela análise estática majorada pelo respectivo factor de amplificação dinâmica ( $1+\phi'+0,5\phi''$ ), com a excepção do comboio Alfa, em que os resultados da análise dinâmica foram sempre inferiores. Os fenómenos de ressonância e do próprio efeito da velocidade de repetição de ciclos de carga não são contemplados pela análise estática majorada.

Quanto ao modelo de cargas LM71, majorado do respectivo factor dinâmico  $\Phi_2$ , os resultados foram bastante superiores aos da análise dinâmica, estando estes completamente assegurados por aquele modelo de cargas.

No que se refere à segurança da via, foram avaliados os aspectos indicados na norma EN1990-AnnexA2 relativos à aceleração e à deformação vertical máxima do tabuleiro. Quanto à aceleração vertical, o limite de  $3,5 \text{ m/s}^2$  preconizado por aquela norma foi ultrapassado genericamente para velocidades de circulação de 250 km/h no modelo C1, 290 km/h no modelo C2 e 380 km/h no modelo C3, sendo que neste último modelo os comboios Eurostar, Virgin e ETR não ultrapassaram aquele

limite para todas as velocidades analisadas. Quanto à deformação vertical do tabuleiro, controlada pela limitação do deslocamento vertical provocado pelo modelo de cargas LM71, o limite proposto pelas normas foi cumprido para todos os modelos, atingindo-se menos de metade daquele valor.

Por último, o conforto dos passageiros foi medido através do método simplificado indicado na norma EN1990-AnnexA2. A ponte de Canelas cumpre todos os requisitos necessários para aplicação deste método, pelo que a sua utilização neste caso é válida. Conclui-se que o nível de conforto muito bom é mantido para velocidades até 210 km/h no modelo C1, 290 km/h no modelo C2 e 350 km/h no modelo C3. Foi sempre identificado pelo menos o nível bom de conforto para a gama de velocidades analisadas.

Globalmente, as análises dinâmicas levadas a cabo para os três modelos revelaram que a crescente complexidade do modelo, associada a um maior esforço a nível computacional, conduziu a resultados menos conservadores. As diferenças foram evidenciadas na comparação das respostas em termos de deslocamentos e acelerações, individualmente para cada comboio. O modelo C1 revelou ser o mais conservador dos três, não só por prevenir valores mais elevados daquelas grandezas, como também as evidencia para velocidades inferiores, resultante do facto de ter o modo fundamental com frequência mais baixa. A ligação dos dois tramos pelo balastro a nível longitudinal no modelo C2 introduziu uma atenuação das respostas dinâmicas, que foram ainda mais reduzidas com a introdução da ligação a nível transversal no modelo C3. Este modelo revela que a massa adicional da segunda via atenua consideravelmente a resposta, nomeadamente para velocidades ressonantes. Nas análises efectuadas em termos de acelerações para este modelo, alcançaram-se valores manifestamente baixos comparativamente com diversos estudos realizados para pontes de pequeno vão.

## **6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

No contexto da investigação na alta velocidade, na certeza de que o transporte ferroviário é uma alternativa sustentável e se desenvolve neste sentido e numa perspectiva que esta venha a ser uma realidade em Portugal, apresentam-se aqui algumas sugestões com vista ao desenvolvimento de trabalhos futuros:

- A calibração do modelo foi feita com base em resultados experimentais das frequências. Após a análise dinâmica efectuada neste trabalho, torna-se importante a validação dos resultados numéricos através da realização de novos ensaios experimentais;
- O processo de calibração dos modelos foi feito com base em quatro parâmetros que se consideraram importantes. Esse processo foi feito de forma manual, podendo-se no futuro desenvolver algoritmos matemáticos que possibilitem a inclusão de mais parâmetros e que encontrem os seus valores óptimos;
- No estudo prévio das análises dinâmicas, verificou-se que as acelerações dependem do número de modos considerados, que por sua vez está intimamente ligado com a limitação regulamentar das frequências. Considerando um possível alargamento deste limite, seria importante avaliar qual o amortecimento a considerar para modos com frequências superiores. O alargamento da frequência limite de 30 Hz para 60 Hz introduz naturalmente nas análises bastante mais modos, pelo que as vantagens provenientes dessa alteração devem ser confrontadas com o maior esforço computacional que dali advém;
- Tendo em conta os critérios da interoperabilidade que se pretendem aplicar às linhas ferroviárias europeias, teria interesse a realização de análises dinâmicas também para os modelos de cargas HSLM;

- Nos modelos desenvolvidos foram aplicados elementos de viga rígida na ligação dos elementos de casca da laje, aos elementos de volume do balastro. Este tipo de ligação poderá ser revista, substituindo-se eventualmente aqueles elementos por elementos de volume com densidade zero.



## BIBLIOGRAFIA

- [1] <http://www.rave.pt/tabid/153/Default.aspx>, consultado em Junho de 2010.
- [2] <http://www.uic.org/spip.php?article573>, consultado em Junho de 2010.
- [3] XIX Cimeira Luso-Espanhola, *Memorando de entendimento*, Figueira da Foz, Novembro de 2003.
- [4] XXI Cimeira Luso-Espanhola, *Memorando de entendimento*, Évora, Novembro de 2005.
- [5] <http://www.rave.pt/tabid/223/Default.aspx>, consultado em Junho de 2010.
- [6] EN1991-2, *Eurocode 1: Actions on Structures – Part 2: Traffic loads on bridges*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2003.
- [7] <http://en.wikipedia.org/wiki/Intercity-Express>, consultado em Junho de 2010.
- [8] [http://en.wikipedia.org/wiki/ETR\\_500](http://en.wikipedia.org/wiki/ETR_500), consultado em Junho de 2010.
- [9] [http://en.wikipedia.org/wiki/Virgin\\_Trains](http://en.wikipedia.org/wiki/Virgin_Trains), consultado em Junho de 2010.
- [10] <http://www.railpictures.net/images/d1/4/4/5/6445.1213137245.jpg>, consultado em Junho de 2010.
- [11] <http://en.wikipedia.org/wiki/TGV>, consultado em Junho de 2010.
- [12] <http://en.wikipedia.org/wiki/Thalys>, consultado em Junho de 2010.
- [13] <http://en.wikipedia.org/wiki/Eurostar>, consultado em Junho de 2010.
- [14] <http://en.wikipedia.org/wiki/Talgo>, consultado em Junho de 2010.
- [15] <http://pt.wikipedia.org/wiki/Shinkansen>, consultado em Junho de 2010.
- [16] [http://en.wikipedia.org/wiki/High-speed\\_rail\\_in\\_China](http://en.wikipedia.org/wiki/High-speed_rail_in_China), consultado em Junho de 2010.
- [17] [http://pt.wikipedia.org/wiki/Korea\\_Train\\_Express](http://pt.wikipedia.org/wiki/Korea_Train_Express), consultado em Junho de 2010.
- [18] Dieleman, L., Fournol, A., *Dynamic behavior of the short railway bridges*, Conference of Structures for high-speed railway transportation (IABSE), Antwerp, Agosto de 2003.
- [19] ERRI D214/RP9 – *Rail bridges for speeds >200 km/h – Final report*, European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht, 2001.
- [20] Cruz, S., Delgado, R., *Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high speed tracks*, Computers & Structures Vol. 63, pp. 511-523, 1997.
- [21] Gabaldón, F., Riquelme, F., Goicolea, J., Arribas, A., *Dynamic analysis of structures under high speed train loads: case studies in Spain*, Workshop: Dynamics of High-Speed Railway Bridges, FEUP, Porto, Setembro de 2005.
- [22] Museros, P., Romero, M., Poy, A., Alarcón, E., *Advances in the analysis of short span railway bridges for high-speed lines*, Computers & Structures Vol. 80, pp 2121-2132, 2002.
- [23] Frýba, L., *Dynamics of railway bridges*, Thomas Telford, Prague, 1996.
- [24] Ribeiro, D., *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2004.

- [25] Goicolea, J., Gabaldón, F., Domínguez, J., Navarro, J., *Dynamic loads in new engineering codes for railway bridges in Europe and Spain*, Workshop: Bridges for High-Speed Railways, FEUP, Porto, Junho de 2004.
- [26] Cruz, S., *Comportamento dinâmico de pontes ferroviárias em vias de alta velocidade*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1994.
- [27] Neves, S., Azevedo, A., Calçada, R., *Dynamic analysis of the train-bridge interaction: an accurate and efficient numerical method*, 7<sup>th</sup> European Conference on Structural Dynamics (EURODYN), Southampton, Julho de 2008.
- [28] Calçada, R., *Efeitos dinâmicos em pontes resultants do tráfego ferroviário a alta velocidade*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1995.
- [29] Clough, R., Penzien, J., *Dynamic of Structures*, McGraw-Hill Book Company, New York, 1993.
- [30] Chopra, A., *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall International, Englewood Cliffs, 1995.
- [31] Delgado, R., Calçada, R., Aspectos críticos no projecto de vias férreas de alta velocidade. In *Uma Vida pela Modernização dos Caminhos de Ferro Portugueses*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2009.
- [32] Albuquerque, C., *Análises dinâmicas com Ansys e Matlab*, Relatório interno, FEUP, Maio de 2009.
- [33] Barbero, J., *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*, Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, 2001.
- [34] Zacher, M., Baeßler, M., *Dynamic behaviour of ballast on railway bridges*, Workshop: Dynamics of High-Speed Railway Bridges, FEUP, Porto, 2005.
- [35] EN1990-AnnexA2, *Eurocode: Basis of Structural Design – Annex A2: Application for Bridges*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2005.
- [36] Pimentel, R., *Caracterização do tráfego ferroviário e dos seus efeitos em pontes de pequeno vão*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2008.
- [37] EN1992-1-1, *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.
- [38] EN1993-1-1, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2005.
- [39] UIC 719-Rb, *Earthworks and Track Bed for Railway Lines*, UIC, 2008.
- [40] Farinha, J., Reis, A., *Tabelas Técnicas*, Edição P.O.B., Setúbal, 1993.
- [41] Esveld, C., *Modern Railway Track*, MRT Productions, Zaltbommel, 2001.
- [42] Manterola, J., *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción Vol.2*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos – Servicio de Publicaciones, Madrid, 2006.







## **ANEXOS**



**A1**

**CÓDIGO APDL PARA GERAR MODELO NUMÉRICO C1**

/PREP7

! DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

K, 1, -0.025, 0, 0  
K, 2, -0.25, 0, 0  
\*do,i,3,10  
K, i, -0.25-(i-2)\*.475, 0, 0  
\*enddo  
K, 11, -4.5, 0, 0

CM, kp\_tabuleiro, KP

K,23,-4.5,.125,0  
k,24,-5.35,.125,0  
k,25,-5.35,.175,0  
k,26,-6.2,.175,0

CMSEL, U, kp\_tabuleiro  
CM, kp\_consola,kp

ksel,none  
k,31,-4.5,.35,0  
k,32,-4.5,.95,0

CM, kp\_murete,kp

allsel,all

! Criação da matriz\_x com as coordenadas X (por ordem) dos kp\_tabuleiro em z=0

ksel,s,loc,z,0  
ksel,r,loc,y,0  
ksel,r,loc,x,-4.5,-.025

```
*vget,KP_x_tab,KP,,klist  
*get,num_kp_x_tab,KP,0,count,,  
matriz_x_tab=  
*dim,matriz_x_tab,array,num_kp_x_tab,1  
*do,i,1,num_kp_x_tab  
matriz_x_tab(i,1)=KX(KP_x_tab(i,1))  
*enddo  
alinhamento=  
*moper,alinhamento,matriz_x_tab(1),sort,matriz_x_tab(1)  
allsel,all
```

! geração de kp nos alinhamentos pretendidos!!!!

KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -0.2, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -4, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -7.6, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.4, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.6, ,0

CMSEL, U, kp\_murete  
cmsel,u, kp\_consola  
cm,kp\_tabuleiro,kp

allsel,all

KGEN,2,kp\_consola, , , , -0.2, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -4, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -7.6, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.4, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.6, ,0

cmsel,u,kp\_tabuleiro  
cmsel,u,kp\_murete  
cm,kp\_consola,kp

allsel,all

KGEN,2,kp\_murete, , , , -0.2, ,0

```

KGEN,2,kp_murete, , , , -4, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -7.6, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -11.4, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -11.6, ,0

```

```

cmsel,u,kp_consola
cmsel,u,kp_tabuleiro
cm,kp_murete,kp

```

```

allsel,all

```

! MATRIZ\_Z SERVE DEFINIR ALINHAMENTOS TRANSVERSAIS

! Criação da matriz\_z com as coordenadas Z (por ordem) dos kp em x=-6.2 (por exemplo)

```

KSEL, S, LOC, X, -6.2
*vget,KP_Z,KP,,klist
*get,num_kp_z,KP,0,count,,
matriz_z=
*dim,matriz_z,array,num_kp_z,1
*do,i,1,num_kp_z
matriz_z(i,1)=KZ(KP_Z(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_z(1),sort,matriz_z(1)
allsel,all

```

!!!!!!LINHAS TRANSVERSAIS TABULEIRO!!!!!!

```

*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, 1, num_kp_x_tab-1
    L, KP(matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_tab(i+1,1), 0, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO

```

```

cm,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa,line
lsel,s,loc,z,-.2+tol,-11.4-tol
lsel,a,loc,z,-11.86+tol,-23.06-tol
lsel,u,loc,x,-4.5,-4.05
lsel,u,loc,x,-.25,.25
cm, linhas_carlingas, line
allsel,all

```

!!!LINHAS LONGITUDINAIS DO TABULEIRO!!!!!!

```

*DO, j, 1, num_kp_x_tab
  *DO, i, 1, num_kp_z-1
    L, KP(matriz_x_tab(j,1), 0, matriz_z(i,1)), KP(matriz_x_tab(j,1), 0, matriz_z(i+1,1))
  *ENDDO
*ENDDO

```

```

allsel,all

```

```

cmsel,u,linhas_carlingas
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cm,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa,line
lsel,s,loc,x,-4.05,-.25
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cm,linhas_longarinas, line

```

```

allsel,all

```

!!!!!!CONSOLA DE CIMA!!!!!!

!!!!Criação da matriz\_x\_cons\_cima com as coordenadas X (por ordem) dos kp\_consola\_cima (y=.175) em z=0!!!!

```

kssel,s,loc,z,0
kssel,r,loc,y,0.175
kssel,r,loc,x,-6.2,-5.35

```

```

*vget,KP_x_cons_cima,KP,,klist
*get,num_kp_x_cons_cima,KP,0,count,,
matriz_x_cons_cima=
*dim,matriz_x_cons_cima,array,num_kp_x_cons_cima,1
*do,i,1,num_kp_x_cons_cima
matriz_x_cons_cima(i,1)=KX(KP_x_cons_cima(i,1))
*enddo
alinhamento=

```

```
*moper,alinhamento,matriz_x_cons_cima(1),sort,matriz_x_cons_cima(1)
allsel,all
```

```
!!!!LINHAS TRANSVERSAIS DA CONSOLA DE CIMA!!!!
```

```
*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_cima-1
    L, KP(matriz_x_cons_cima(i,1), 0.175, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_cons_cima(i+1,1), 0.175, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
```

```
!!!!LINHAS LONGITUDINAIS DA CONSOLA DE CIMA!!!!
```

```
*DO, j, 1, num_kp_x_cons_cima
  *DO, i, 1, num_kp_z-1
    L, KP(matriz_x_cons_cima(j,1), 0.175, matriz_z(i,1)), KP(matriz_x_cons_cima(j,1), 0.175, matriz_z(i+1,1))
  *ENDDO
*ENDDO
```

```
cmsel,u,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_longarinas
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_carlingas
CM,linhas_consola_cima,line
allsel,all
```

```
!!!!CONSOLA DE BAIXO!!!!
```

```
!!!Criação da matriz_x_cons_baixo com as coordenadas X (por ordem) dos kp_consola_baixo (y=.125) em z=0
```

```
kssel,s,loc,z,0
kssel,r,loc,y,0.125
kssel,r,loc,x,-5.35,-4.5
```

```
*vget,KP_x_cons_baixo,KP,,klist
*get,num_kp_x_cons_baixo,KP,0,count,,
matriz_x_cons_baixo=
*dim,matriz_x_cons_baixo,array,num_kp_x_cons_baixo,1
*do,i,1,num_kp_x_cons_baixo
  matriz_x_cons_baixo(i,1)=KX(KP_x_cons_baixo(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_cons_baixo(1),sort,matriz_x_cons_baixo(1)
allsel,all
```

```
!!!!LINHAS TRANSVERSAIS DA CONSOLA DE BAIXO!!!!
```

```
*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_baixo-1
    L, KP(matriz_x_cons_baixo(i,1), 0.125, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_cons_baixo(i+1,1), 0.125, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
```

```
!!!LINHAS LONGITUDINAIS DA CONSOLA DE BAIXO!!!!
```

```
*DO, j, 1, num_kp_x_cons_baixo
  *DO, i, 1, num_kp_z-1
    L, KP(matriz_x_cons_baixo(j,1), 0.125, matriz_z(i,1)), KP(matriz_x_cons_baixo(j,1), 0.125, matriz_z(i+1,1))
  *ENDDO
*ENDDO
```

```
cmsel,u,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_longarinas
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_carlingas
cmsel,u,linhas_consola_cima
cm,linhas_consola_baixo,line
```

```
allsel,all
```

```
!!!COORDENADAS DO MURETE!!!!
```

```
kssel,s,loc,x,-4.5
kssel,r,loc,z,0
kssel,r,loc,y,.35-tol,.95+tol
```



```

*vget,KP_y_mur,KP,,klist
*get,num_kp_y_mur,KP,0,count,,
matriz_y_mur=
*dim,matriz_y_mur,array,num_kp_y_mur,1
*do,i,1,num_kp_y_mur
matriz_y_mur(i,1)=KY(KP_y_mur(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_y_mur(1),sort,matriz_y_mur(1)
allsel,all

!!!!AREAS TABULEIRO!!!!!!

*DO, j, 1, num_kp_z-1
  *DO, i, 1, num_kp_x_tab-1
    A, KP(matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j+1,1)), KP(matriz_x_tab(i+1,1), 0,
matriz_z(j+1,1)), KP(matriz_x_tab(i+1,1), 0, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
cm,areas_tabuleiro,area

!!!!AREAS CONSOLA DE BAIXO!!!!!!

*DO, j, 1, num_kp_z-1
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_baixo-1
    A, KP(matriz_x_cons_baixo(i,1), 0.125, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_cons_baixo(i,1), 0.125, matriz_z(j+1,1)),
KP(matriz_x_cons_baixo(i+1,1), 0.125, matriz_z(j+1,1)), KP(matriz_x_cons_baixo(i+1,1), 0.125, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO

cmsel,u,areas_tabuleiro
cm,areas_consola_baixo,area

!!!!AREAS CONSOLA DE CIMA!!!!!!

*DO, j, 1, num_kp_z-1
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_cima-1
    A, KP(matriz_x_cons_cima(i,1), 0.175, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_cons_cima(i,1), 0.175, matriz_z(j+1,1)),
KP(matriz_x_cons_cima(i+1,1), 0.175, matriz_z(j+1,1)), KP(matriz_x_cons_cima(i+1,1), 0.175, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO

cmsel,u,areas_consola_baixo
cm,areas_consola_cima,area

!!!!AREAS MURETE!!!!!!

*DO, j, 1, num_kp_z-1
  *DO, i, 1, num_kp_y_mur-1
    A, KP(-4.5,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j,1)), KP(-4.5,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j+1,1)), KP(-4.5,matriz_y_mur(i+1,1),
matriz_z(j+1,1)), KP(-4.5,matriz_y_mur(i+1,1), matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO

cmsel,u,areas_consola_cima
cm,areas_murete,area

allsel,all

numcmp,kp
numcmp,line
numcmp,area

allsel,all
aPLOT

!DEFINIÇÃO DOS ELEEMTOS

ET,1,SHELL63           !para tabuleiro, murete e consolas
ET,2,BEAM44           !para HEB500,120 e carris
ET,3,MPC184           !para ligações
KEYOPT,3,1,1
KEYOPT,3,2,0

```

```

ET,5,COMBIN14          !para apoios elásticos
ET,6,MASS21           !massas para simular guarda corpos
    KEYOPT,6,3,2      !Massa3D sem inércia

!real constants

R,1,0.7,0,0,0,0,0,    !para tabuleiro
RMORE, , , ,
RMORE
RMORE,1186,           !kg/m2 para simular via

R,2,0.45,,,,,        !para consola
R,3,0.35,,,,,        !para consola
R,4,0.25,,,,,        !para murete

R,5,227.5e-4,105352e-8,12617e-8,.15,.25, ,    !HE500B
RMODIF,5,13,0,-1,0,
RMODIF,5,21,.15,.25,
RMODIF,5,7,.02275,.00105352,.00012617,.15,.25,0,
RMODIF,5,16,0,-0.1,0,
RMODIF,5,23,.15,.25,
RMODIF,5,19,0,0,

R,6,32.5e-4,853e-8,317e-8,.06,.06, ,          !HE120B
RMODIF,6,13,.0.21,,
RMODIF,6,21,.06,.06,
RMODIF,6,7,32.5e-4,853e-8,317e-8,.06,.06,0,
RMODIF,6,16,0,0.21,0,
RMODIF,6,23,.06,.06,
RMODIF,6,19,0,0,

R,8,315e6, , , , ,    !rigidez vertical das molas
R,9,818e3, , , , ,    !rigidez horizontal das molas
R,10,9.83              !massa para guarda corpos 50kg/m (=50*11.6*2/((11.6/.2+1)*2)=9.83)
    
```

!material properties

```

MPTEMP, , , , , , ,
MPTEMP,1,0

MP,EX,1,34e9          !betão
MP,PRXY,1,0.2

MP,DENS,1,2500

MP,EX,2,210e9        !aço
MP,PRXY,2,.3
MP,dens,2,7850

MP,EX,5,1            !MPC's184 para atribuir massa ~0
MP,prxy,5,1
Mp,dens,5,1e-10
    
```

!DEFINIÇÃO DA MALHA

!definir elementos casca do tabuleiro (0,70m)

```

type,1
mat,1
real,1
aesize, areas_tabuleiro, 0.2
mshkey,1
amesh, areas_tabuleiro
    
```

!definir elementos casca consola de baixo (0,45m)

```

type,1
mat,1
real,2
aesize, areas_consola_baixo, 0.2
mshkey,1
amesh, areas_consola_baixo
    
```

!definir elementos casca consola de cima (0,35m)

```

type,1
    
```

```
mat,1
real,3
aesize, areas_consola_cima, 0.2
mshkey,1
amesh, areas_consola_cima

!definir elementos casca murete (0,25m)
type,1
mat,1
real,4
aesize, areas_murete, 0.2
mshkey,1
amesh, areas_murete

!definir elementos viga longarinas
type,2
mat,2
real,5
lesize, linhas_longarinas, 0.2
mshkey,1
lmesh, linhas_longarinas

!definir elementos viga carlingas
type,2
mat,2
real,6
lesize, linhas_carlingas, 0.2
mshkey,1
lmesh, linhas_carlingas

!definir MPC's184 para ligação ao murete (l=0,225)
nset,s,loc,x,-4.5
nset,r,loc,y,0.125
nos_selec=
*vget,nos_selec,node,,nlist
*get,numero_nos,node,0,count,,
matriz_z=
*dim,matriz_z,array,numero_nos,1
*do,i,1,numero_nos
matriz_z(i,1)=nz(nos_selec(i,1))
*enddo
ordenamento=
*moper,ordenamento,matriz_z(1),sort,matriz_z(1)
allsel,all
type,3
mat,5
      *do,i,1,numero_nos
      e,node(-4.5,0.125,matriz_z(i,1)),node(-4.5,0.35,matriz_z(i,1))
      *enddo

!definir MPC's184 para ligação à consola (l=0,125)
      *do,i,1,numero_nos
      E,node(-4.5,0,matriz_z(i,1)),node(-4.5,0.125,matriz_z(i,1))
      *enddo

!definir MPC's184 para ligação entre desniveis de consola (l=0,05)
      *do,i,1,numero_nos
      E,node(-5.35,.125,matriz_z(i,1)),node(-5.35,0.175,matriz_z(i,1))
      *enddo

epplot

!DEFINIÇÃO DOS GUARDA CORPOS

nos_sel_i=
nset,none
NSEL, S, LOC, x,-6.2
*VGET, nos_sel_i, NODE, , NLIST
*GET, num_nos, NODE, 0, COUNT

real,10
type,6
```

```
ALLSEL,ALL
*DO,j,1,num_nos
  E, nos_sel_i(j)
*ENDDO

NUMMRG,node,1e-4, , ,LOW

!!INTRODUÇÃO DE MOLAS E MPC NOS APOIOS

nset,none
nset,s,loc,z,0
nset,a,loc,z,-11.6
nset,r,node,,linhas_longarinas
cm,extremidades_long,node

NGEN,2,100000,extremidades_long, , ,-.35, ,1,
cmset,u,extremidades_long
cm,nos_mola_cima,node

NGEN,2,100000,nos_mola_cima, , ,-.25, ,1,
cmset,u,nos_mola_cima
cm,nos_mola_baixo,node
nset,r,loc,z,0

      *vget,n_x_apoios,node,,nlist
      *get,num_n_x_apoios,node,0,count,,
      matriz_x_apoios=
      *dim,matriz_x_apoios,array,num_n_x_apoios,1
      *do,i,1,num_n_x_apoios
      matriz_x_apoios(i,1)=nX(n_x_apoios(i,1))
      *enddo
      alinhamento=
      *moper,alinhamento,matriz_x_apoios(1),sort,matriz_x_apoios(1)
      allsel,all

!definir MPC's apoios (l=0,35 ao centro de gravidade)
type,3
mat,5
*do,j,1,num_n_x_apoios,1
  *do,i,-11.6,0,11.6
  E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,i),node(matriz_x_apoios(j,1),0,i)
  *enddo
*enddo

!definir molas verticais (l=0,25 por exemplo)
type,5
real,8
*do,j,1,num_n_x_apoios,1
  *do,i,-11.6,0,11.6
  E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.60,i),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,i)
  *enddo
*enddo

nset,none
nset,s,node,,nos_mola_cima
nset,r,loc,z,0
cm,nos_apoios_horiz,node
NGEN,2,200000,nos_apoios_horiz, , ,.25, ,1,
cmset,u,nos_apoios_horiz
cm,nos_apoios_horiz,node

!definir molas horizontais (l=0,25 por exemplo)
nset,all
type,5
real,9
*do,j,1,9,1
  E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,.25),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,0)
*enddo

finish

/solu
!gravidade
acel,0,9.8,0
```

!apoios verticais na base das molas

nSel,none

nSel,s,node,,nos\_mola\_baixo

D,all,,0,, , ,UY,, , , ,

!apoios horizontais na base das molas

nSel,none

nSel,s,node,,nos\_apoios\_horiz

D,all,,0,, , ,Ux,Uz,, ,

!apoios simples laterais esquerda

nSel,none

nSel,s,loc,z,0

nSel,r,node,,linhas\_longitudinais\_tabuleiro\_ninteressa

nSel,r,loc,x,-4.5

D,all,,0,, , ,Ux,, , , ,

!apoios duplos esquerda

nSel,none

nSel,s,loc,z,-11.6

nSel,r,node,,nos\_mola\_cima

nSel,r,loc,x,-4.05,-.25

D,all,,0,, , ,UX,UZ,, ,

allSel,all

eplot

finish



**A2**

**CÓDIGO APDL PARA GERAR MODELO NUMÉRICO C2**

/PREP7

!DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

K, 1, -0.025, 0, 0  
 K, 2, -0.25, 0, 0  
 \*do,i,3,10  
 K, i, -0.25-(i-2)\*.475, 0, 0  
 \*enddo  
 K, 11, -4.5, 0, 0  
 CM, kp\_tabuleiro, KP

K,23,-4.5,.125,0  
 k,24,-5.35,.125,0  
 k,25,-5.35,.175,0  
 k,26,-6.2,.175,0  
 CMSEL, U, kp\_tabuleiro  
 CM, kp\_consola,kp

kssel,none  
 k,31,-4.5,.35,0  
 k,32,-4.5,.95,0  
 CM, kp\_murete,kp  
 allsel,all

!!!!Criação da matriz\_x com as coordenadas X (por ordem) dos kp\_tabuleiro em z=0

kssel,s,loc,z,0  
 kssel,r,loc,y,0  
 kssel,r,loc,x,-4.5,-.025

```
*vget,KP_x_tab,KP,,klist
*get,num_kp_x_tab,KP,0,count,,,
matriz_x_tab=
*dim,matriz_x_tab,array,num_kp_x_tab,1
*do,i,1,num_kp_x_tab
matriz_x_tab(i,1)=KX(KP_x_tab(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_tab(1),sort,matriz_x_tab(1)
allsel,all
```

!!!geração de kp nos alinhamentos pretendidos!!!!

KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -0.2, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -4, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -7.6, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.4, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.6, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.66, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.86, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -15.66, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -19.26, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -23.06, ,0  
 KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -23.26, ,0  
 CMSEL, U, kp\_murete  
 cmsel,u, kp\_consola  
 cm,kp\_tabuleiro,kp

allsel,all  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -0.2, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -4, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -7.6, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.4, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.6, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.66, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.86, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -15.66, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -19.26, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -23.06, ,0  
 KGEN,2,kp\_consola, , , , -23.26, ,0  
 cmsel,u,kp\_tabuleiro  
 cmsel,u,kp\_murete  
 cm,kp\_consola,kp



allsel,all

KGEN,2,kp\_murete, , , , -0.2, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -4, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -7.6, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -11.4, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -11.6, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -11.66, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -11.86, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -15.66, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -19.26, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -23.06, ,0  
 KGEN,2,kp\_murete, , , , -23.26, ,0  
 cmsel,u,kp\_consola  
 cmsel,u,kp\_tabuleiro  
 cm,kp\_murete,kp

allsel,all

!!!!!!!MATRIZ\_Z SERVE DEFINIR ALINHAMENTOS TRANSVERSAIS!!!!!!!

!!!!!!!Criação da matriz\_z com as coordenadas Z (por ordem) dos kp em x=-6.2 (pex)!!!!

```

KSEL, S, LOC, X, -6.2
*vget,KP_Z,KP,,klist
*get,num_kp_z,KP,0,count,,
matriz_z=
*dim,matriz_z,array,num_kp_z,1
*do,i,1,num_kp_z
matriz_z(i,1)=KZ(KP_Z(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_z(1),sort,matriz_z(1)
allsel,all
    
```

!!!!!!!LINHAS TRANSVERSAIS TABULEIRO!!!!!!

```

*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, 1, num_kp_x_tab-1
    L, KP(matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_tab(i+1,1), 0, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
    
```

```

cm,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa,line
lsel,s,loc,z,-.2+tol,-11.4-tol
lsel,a,loc,z,-11.86+tol,-23.06-tol
lsel,u,loc,x,-4.5,-4.05
lsel,u,loc,x,-.25,.25
cm,linhas_carlingas,line
allsel,all
    
```

!!!LINHAS LONGITUDINAIS DO TABULEIRO!!!!!!

```

*DO, j, 1, num_kp_x_tab
  *DO, i, 1, num_kp_z-1
    L, KP(matriz_x_tab(j,1), 0, matriz_z(i,1)), KP(matriz_x_tab(j,1), 0, matriz_z(i+1,1))
  *ENDDO
*ENDDO
    
```

!!!!apagar linhas do meio entre vãos!!!!

```

tol=0.001
ISEL, S, LOC, z, -11.63+tol,-11.63-tol
*vget,midline,line,,l1ist
*get,num_line,line,0,count,,
*do,i,midline(1,1),midline(num_line)
ldele,i
*enddo
    
```

allsel,all

```

cmsel,u,linhas_carlingas
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cm,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa,line
lsel,s,loc,x,-4.05,-.25
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
    
```

cm,linhas\_longarinas, line  
allsel,all

!!!!!!CONSOLA DE CIMA!!!!!!

!!!!Criação da matriz\_x\_cons\_cima com as coordenadas X (por ordem) dos kp\_consola\_cima (y=.175) em z=0!!!!

kssel,s,loc,z,0

kssel,r,loc,y,0.175

kssel,r,loc,x,-6.2,-5.35

```
*vget,KP_x_cons_cima,KP,,klist
*get,num_kp_x_cons_cima,KP,0,count,,
matriz_x_cons_cima=
*dim,matriz_x_cons_cima,array,num_kp_x_cons_cima,1
*do,i,1,num_kp_x_cons_cima
matriz_x_cons_cima(i,1)=KX(KP_x_cons_cima(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_cons_cima(1),sort,matriz_x_cons_cima(1)
allsel,all
```

!!!!!!LINHAS TRANSVERSAIS DA CONSOLA DE CIMA!!!!!!

```
*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_cima-1
    L, KP(matriz_x_cons_cima(i,1), 0.175, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_cons_cima(i+1,1), 0.175, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
```

!!!!!!LINHAS LONGITUDINAIS DA CONSOLA DE CIMA!!!!!!

```
*DO, j, 1, num_kp_x_cons_cima
  *DO, i, 1, num_kp_z-1
    L, KP(matriz_x_cons_cima(j,1), 0.175, matriz_z(i,1)), KP(matriz_x_cons_cima(j,1), 0.175, matriz_z(i+1,1))
  *ENDDO
*ENDDO
```

cmsel,u,linhas\_longitudinais\_tabuleiro\_ninteressa  
cmsel,u,linhas\_longarinas  
cmsel,u,linhas\_transversais\_tabuleiro\_ninteressa  
cmsel,u,linhas\_carlingas  
CM,linhas\_consola\_cima,line  
allsel,all

!!!!!!CONSOLA DE BAIXO!!!!!!!!!!!!

!!!!Criação da matriz\_x\_cons\_baixo com as coordenadas X (por ordem) dos kp\_consola\_baixo (y=.125) em z=0!!!!

kssel,s,loc,z,0

kssel,r,loc,y,0.125

kssel,r,loc,x,-5.35,-4.5

```
*vget,KP_x_cons_baixo,KP,,klist
*get,num_kp_x_cons_baixo,KP,0,count,,
matriz_x_cons_baixo=
*dim,matriz_x_cons_baixo,array,num_kp_x_cons_baixo,1
*do,i,1,num_kp_x_cons_baixo
matriz_x_cons_baixo(i,1)=KX(KP_x_cons_baixo(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_cons_baixo(1),sort,matriz_x_cons_baixo(1)
allsel,all
```

!!!!!!LINHAS TRANSVERSAIS DA CONSOLA DE BAIXO!!!!!!!!!!!!

```
*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_baixo-1
    L, KP(matriz_x_cons_baixo(i,1), 0.125, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_cons_baixo(i+1,1), 0.125, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
```

!!!!!!LINHAS LONGITUDINAIS DA CONSOLA DE BAIXO!!!!!!

```
*DO, j, 1, num_kp_x_cons_baixo
  *DO, i, 1, num_kp_z-1
```

```

        L, KP(matriz_x_cons_baixo(j,1), 0.125, matriz_z(i,1)), KP(matriz_x_cons_baixo(j,1), 0.125, matriz_z(i+1,1))
    *ENDDO
*ENDDO

cmsel,u, linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u, linhas_longarinas
cmsel,u, linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u, linhas_carlingas
cmsel,u, linhas_consola_cima
cm, linhas_consola_baixo, line
allsel, all

                !!!LINHAS TRANSVERSAIS DO MURETE!!!!

ksel,s,loc,x,-4.5
ksel,r,loc,z,0
ksel,r,loc,y,.35-tol,.95+tol

                *vget,KP_y_mur,KP,,klist
                *get,num_kp_y_mur,KP,0,count,,
                matriz_y_mur=
                *dim,matriz_y_mur,array,num_kp_y_mur,1
                *do,i,1,num_kp_y_mur
                matriz_y_mur(i,1)=KY(KP_y_mur(i,1))
                *enddo
                alinhamento=
                *moper,alinhamento,matriz_y_mur(1),sort,matriz_y_mur(1)
                allsel,all

                *do,i,1,num_kp_z
                l,kp(-4.5,0.35,matriz_z(i,1)),kp(-4.5,0.95,matriz_z(i,1))
                *enddo

                !!!LINHAS LONGITUDINAIS DO MURETE!!!!

                *DO, j, 1, num_kp_z-1
                *DO, i, 1, num_kp_y_mur
                L, KP(-4.5,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j,1)), KP(-4.5,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j+1,1))
                *ENDDO
                *ENDDO

cmsel,u,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_longarinas
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_carlingas
cmsel,u,linhas_consola_cima
cmsel,u,linhas_consola_baixo
cm,linhas_murete,line
allsel,all

                !!!!AREAS TABULEIRO!!!!!!

                *DO, j, 1, num_kp_z-1
                *DO, i, 1, num_kp_x_tab-1
                A, KP(matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j+1,1)), KP(matriz_x_tab(i+1,1), 0,
                matriz_z(j+1,1)), KP(matriz_x_tab(i+1,1), 0, matriz_z(j,1))
                *ENDDO
                *ENDDO
                cmsel,u,linhas_murete
                cm,areas_tabuleiro,area

                !!!!AREAS CONSOLA DE BAIXO!!!!!!

                *DO, j, 1, num_kp_z-1
                *DO, i, 1, num_kp_x_cons_baixo-1
                A, KP(matriz_x_cons_baixo(i,1), 0.125, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_cons_baixo(i,1), 0.125, matriz_z(j+1,1)),
                KP(matriz_x_cons_baixo(i+1,1), 0.125, matriz_z(j+1,1)), KP(matriz_x_cons_baixo(i+1,1), 0.125, matriz_z(j,1))
                *ENDDO
                *ENDDO

                cmsel,u, areas_tabuleiro
                cm,areas_consola_baixo,area
    
```

!!!!AREAS CONSOLA DE CIMA!!!!!!

```
*DO, j, 1, num_kp_z-1
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_cima-1
    A, KP(matriz_x_cons_cima(i,1), 0.175, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_cons_cima(i,1), 0.175, matriz_z(j+1,1)),
    KP(matriz_x_cons_cima(i+1,1), 0.175, matriz_z(j+1,1)), KP(matriz_x_cons_cima(i+1,1), 0.175, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
```

```
cmsel,u,areas_consola_baixo
cm,areas_consola_cima,area
```

!!!!AREAS MURETE!!!!!!

```
*DO, j, 1, num_kp_z-1
  *DO, i, 1, num_kp_y_mur-1
    A, KP(-4.5,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j,1)), KP(-4.5,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j+1,1)), KP(-4.5,matriz_y_mur(i+1,1),
    matriz_z(j+1,1)), KP(-4.5,matriz_y_mur(i+1,1), matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
```

```
cmsel,u,areas_consola_cima
cm,areas_murete,area
allsel,all
```

!!!!apagar areas do meio entre vãos!!!!

```
asel, S, LOC, z, -11.63+tol,-11.63-tol
*vget,midarea,area,,alist
*get,num_area,area,0,count,,
*do,i,midarea(1,1),midarea(num_area)
  adele,i
*enddo
```

!!!!apagar linhas do meio entre vãos geradas pelas areas!!!!

```
lsel, S, LOC, z, -11.63+tol,-11.63-tol
*vget,midline2,line,,lilst
*get,num_line2,line,0,count,,
*do,i,midline2(1,1),midline2(num_line2)
  ldele,i
*enddo
```

```
numcmp,kp
numcmp,line
numcmp,area
allsel,all
aPLOT
```

!DEFINIÇÃO DE ELEMENTOS

```
ET,1,SHELL63      !para tabuleiro, murete e consolas
ET,2,BEAM44       !para HEB500, 120 e carris
ET,3,MPC184       !para ligações
KEYOPT,3,1,1
KEYOPT,3,2,0
ET,4,SOLID45      !para balastro, travessas e palmilhas
ET,5,COMBIN14     !para apoios elásticos
ET,6,MASS21       !massas para simular guarda corpos
                  KEYOPT,6,3,2      !Massa3D sem inércia
```

!real constants

```
R,1,0.7,,,,,      !para tabuleiro
R,2,0.45,,,,,     !para consola
R,3,0.35,,,,,     !para consola
R,4,0.25,,,,,     !para murete
```

```
R,5,227.5e-4,105352e-8,12617e-8,.15,.25, ,    !HE500B
RMODIF,5,13,0,-1.0,
RMODIF,5,21,.15,.25,
RMODIF,5,7,.02275,.00105352,.0012617,.15,.25,0,
RMODIF,5,16,0,-0.1,0,
RMODIF,5,23,.15,.25,
```

```

R,6,32.5e-4,853e-8,317e-8,.06,.06, , !HE120B
R,6,32.5e-4,853e-8,317e-8,.06,.06,0,
R,6,32.5e-4,853e-8,317e-8,.06,.06,0,
R,6,16,0,0.21,0,
R,6,23,.06,.06,
R,6,19,0,0,

R,7,0.007687,3.055e-005,5.13e-006,0.037,0.0809,1, !Carril
R,7,13,0,0.0809,0,
R,7,21,.037,.0911
R,7,7,0.007687,3.055e-005,5.13e-006,0.037,0.0809,1,
R,7,16,0,0.0809,0,
R,7,23,.037,.0911
R,7,19,0,0,

R,8,315e6, , , , , !rigidez vertical das molas
R,9,818e3, , , , , !rigidez horizontal das molas
R,10,9.83 !massa para guarda corpos 50kg/m (=50*11.6*2/((11.6/.2+1)*2)=9.83)

!material properties

MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0

MP,EX,1,34e9 !betão
MP,PRXY,1,0.2

MP,DENS,1,2500

MP,EX,2,210e9 !aço
MP,PRXY,2,.3
MP,dens,2,7850

MP,EX,3,145e6 !balastro
MP,PRXY,3,.15
MP,DENS,3,1800

*set,Erp,167e6 !palmilhas
*set,Grp,1e9
MP,EX,4,Erp*1E5
MP,EY,4,Erp
MP,EZ,4,Erp*1E5
MP,PRXY,4,1E-5
MP,PRYZ,4,1E-5
MP,PRXZ,4,1E-5
MP,GXY,4,Grp*1E3
MP,GYZ,4,Grp*1E3
MP,GXZ,4,Grp*1E3
MP,DENS,4,1e-7

MP,EX,5,1 !MPC's184 para atribuir massa ~0
MP,prxy,5,1
Mp,dens,5,1e-10

MP,EX,6,34e9 !travessas
MP,PRXY,6,0.2

MP,DENS,6,3383

!DEFINIÇÃO DA MALHA

!definir elementos casca do tabuleiro (0,70m)
type,1
mat,1
real,1
aesize, areas_tabuleiro, 0.2
mshkey,1
amesh, areas_tabuleiro

```

```
!definir elementos casca consola de baixo (0,45m)
type,1
mat,1
real,2
aesize, areas_consola_baixo, 0.2
mshkey,1
amesh, areas_consola_baixo

!definir elementos casca consola de cima (0,35m)
type,1
mat,1
real,3
aesize, areas_consola_cima, 0.2
mshkey,1
amesh, areas_consola_cima

!definir elementos casca murete (0,25m)
type,1
mat,1
real,4
aesize, areas_murete, 0.2
mshkey,1
amesh, areas_murete

!definir elementos viga longarinas
type,2
mat,2
real,5
lesize, linhas_longarinas, 0.2
mshkey,1
lmesh, linhas_longarinas

!definir elementos viga carlingas
type,2
mat,2
real,6
lesize, linhas_carlingas, 0.2
mshkey,1
lmesh, linhas_carlingas

!definir MPC's184 para ligação ao murete (l=0,225)
nset,s,loc,x,-4.5
nset,r,loc,y,0.125
nos_selec=
*vget,nos_selec,node,,nlist
*get,numero_nos,node,0,count,,
matriz_z=
*dim,matriz_z,array,numero_nos,1
*do,i,1,numero_nos
matriz_z(i,1)=nz(nos_selec(i,1))
*enddo
ordenamento=
*moper,ordenamento,matriz_z(1),sort,matriz_z(1)
allsel,all
type,3
mat,5
*do,i,1,numero_nos
e,node(-4.5,0.125,matriz_z(i,1)),node(-4.5,0.35,matriz_z(i,1))
*enddo

!definir MPC's184 para ligação à consola (l=0,125)
*do,i,1,numero_nos
E,node(-4.5,0,matriz_z(i,1)),node(-4.5,0.125,matriz_z(i,1))
*enddo

!definir MPC's184 para ligação entre desniveis de consola (l=0,05)
*do,i,1,numero_nos
E,node(-5.35,.125,matriz_z(i,1)),node(-5.35,0.175,matriz_z(i,1))
*enddo

eplot
```

!DEFINIÇÃO DOS GUARDA CORPOS

```
nos_sel_i=
nset,none
NSEL, S, LOC, x,-6.2
*VGET, nos_sel_i, NODE, , NLIST
*GET, num_nos, NODE, 0, COUNT
```

```
real,10
type,6
```

```
ALLSEL,ALL
*DO,j,1,num_nos
    E, nos_sel_i(j)
*ENDDO
```

!DEFINIÇÃO DO BALASTRO

!copiar kp's que interessam para nível do balastro (y=0.35)

```
kset,s,loc,y,0
kset,r,loc,z,0
kset,a,loc,z,-11.66
kset,a,loc,z,-11.6
kset,a,loc,z,-23.26
kset,r,loc,x,-4.05,0
k,,-4.35,0,0
k,,-4.35,0,-11.6
k,,-4.35,0,-11.66
k,,-4.35,0,-23.26
KGEN,2,all, , , ,.35, , ,0
kset,all
```

```
kset,s,loc,z,-23.26
kset,r,loc,y,.35,.95
kset,r,loc,x,-4.35,0
KGEN,2,all, , , ,-.10, ,0
```

!criação da matriz para gravar coordenadas x

```
kset,s,loc,z,0
kset,r,loc,y,.35
kset,r,loc,x,-4.35,0
```

```
*vget,KP_x_bal,KP,,klist
*get,num_kp_x_bal,KP,0,count,,
matriz_x_bal=
*dim,matriz_x_bal,array,num_kp_x_bal,1
*do,i,1,num_kp_x_bal
    matriz_x_bal(i,1)=KX(KP_x_bal(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_bal(1),sort,matriz_x_bal(1)
allsel,all
```

```
kset,s,loc,x,-4.35
kset,r,loc,y,.35
```

```
*vget,KP_z_bal,KP,,klist
*get,num_kp_z_bal,KP,0,count,,
matriz_z_bal=
*dim,matriz_z_bal,array,num_kp_z_bal,1
*do,i,1,num_kp_z_bal
    matriz_z_bal(i,1)=Kz(KP_z_bal(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_z_bal(1),sort,matriz_z_bal(1)
allsel,all
```

asel,none

```
*DO, j, 1, num_kp_z_bal-1
    *DO, i, 1, num_kp_x_bal-1
        A, KP(matriz_x_bal(i,1), 0.35, matriz_z_bal(j,1)), KP(matriz_x_bal(i,1), 0.35, matriz_z_bal(j+1,1)),
        KP(matriz_x_bal(i+1,1), 0.35, matriz_z_bal(j+1,1)), KP(matriz_x_bal(i+1,1), 0.35, matriz_z_bal(j,1))
    *ENDDO
*ENDDO
```

```
*ENDDO
cm,areas_base_balastro,area
```

```
allsel,all
VDRAG,areas_base_balastro, , , , ,306
```

```
cm,balastro,volu
eplot
```

#### !DEFINIÇÃO DAS TRAVESSAS

```
kssel,none
k,20000,-3.25833,.95,0
k,20001,-1.04166,.95,0
```

```
cm,kp_travessas,kp
KGEN,2,kp_travessas, , , , -2,2,0
cm,kp_travessas,kp
kgen,20,kp_travessas,,,,,-6,4,0
kssel,none
k,20080,-3.25833,.95,-12.06
k,20081,-1.04166,.95,-12.06
```

```
cm,kp_travessas,kp
KGEN,2,kp_travessas, , , , -2,2,0
cm,kp_travessas,kp
kgen,36,kp_travessas,,,,,-6,4,0
```

```
allsel,all
asel,none
*do,i,20000,20220,4
  A,i,i+1,i+3,i+2
*enddo
```

```
cm,areas_travessas,area
```

```
k,100000,0,.95,0
k,100001,0,1.15,0
l,100000,100001
```

```
vsel,none
VDRAG,areas_travessas, , , , ,794
cm,travessas,volu
```

#### !DEFINIÇÃO DAS PALMILHAS

```
allsel,all
kssel,none
kssel,s,loc,y,.95
kssel,r,loc,x,-3.25833
cm,kp_travessas,kp
```

```
*set,bitola,1.668
*set,distx1,(2.216666-bitola)/2-.15
```

```
kssel,none
kssel,s,kp, ,kp_travessas
KGEN,2,kp_travessas, , , distx1,.2,,10000 ,0
kssel,u,kp,,kp_travessas
cm,kp_palmilhas,kp
kgen,2,kp_palmilhas,,,,.3,,224,0
```

```
asel,none
*do,i,30000,30220,4
  a,i,i+2,i+226,i+224
*enddo
cm,areas_palmilhas,area
```

```
k,200000,0,1.15,.1
k,200001,0,1.17,.1
l,200000,200001
```

```
vsel,none
VDRAG,areas_palmilhas, , , , ,1467
cm,palmilhas,volu
```



VGEN,2,palmilhas, , , bitola,,, ,0  
cm,palmilhas,volu  
allsel,all

!colagem dos volumes e criação de componentes entretanto apagadas

vsel,all  
cm,todos,volu  
vglue,todos  
vsel,all  
cm,todos,volu  
vsel,none  
vsel,s,loc,y,.35,.95  
cm,balastro,volu  
vsel,none  
vsel,s,loc,y,.95,1.15  
cm,travessas,volu

allsel,all  
vplot

!DEFINIÇÃO DOS CARRIS

lsel,none  
k,40000,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2-bitola,1.17,0  
k,40001,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2-bitola,1.17,-33.26  
k,40002,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,0  
k,40003,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,-33.26  
l,40000,40001  
l,40002,40003  
cm,carris,line

asel,none  
asel,s,loc,y,1.17  
cm,areas\_palmilhas\_cima,area  
LSBA,carris,areas\_palmilhas\_cima

lsel,none  
k,40000,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2-bitola,1.17,0  
k,40001,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,0  
k,40002,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2-bitola,1.17,-33.26  
k,40003,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,-33.26

l,40000,40002  
l,40001,40003  
cm,carris,line

ASBL,areas\_palmilhas\_cima, carris  
NUMMRG,kp,1e-4, , ,LOW

allsel,all  
vplot

!GERAÇÃO DA MALHA DAS COMPONENTES DA VIA

!seleccionar as linhas para o meshing  
lsel,none

lsel,s,line,,travessas  
lsel,r,tan1,x,-1  
lsel,a,tan1,x,1  
lsel,r,loc,y,1.15  
cm,linhas\_travessas,line

lsel,none  
lsel,s,line,,travessas  
lsel,r,loc,x,-1.04166-tol  
lsel,r,tan1,y,-1

cm,linhas\_travessas\_2,line  
lsel,none  
lsel,s,line,,travessas  
lsel,r,loc,y,.95  
cm,linhas\_travessas\_3,line

```
lsel,none

lsel,none
lsel,s,line,,palmilhas
cm,linhas_palmilhas,line

lsel,none
lsel,s,line,,balastro
lsel,r,loc,y,.35
lsel,a,loc,y,.95
lsel,r,line,,balastro
cm,linhas_balastro_horiz,line

lsel,none
lsel,s,line,,balastro
lsel,r,tan1,y,-1
cm,linhas_balastro_vert,line

!dimensões do meshing do balastro, das travessas e palmilhas

allsel,all
LESIZE,linhas_travessas,.18,,,,,0
lesize,linhas_travessas_2,.1,,,,,0
LESIZE,linhas_travessas_3,.2,,,,,0
LESIZE,linhas_palmilhas,.2,,,,,0
lesize,linhas_balastro_horiz,.2,,,,,0
lesize,linhas_balastro_vert,.2,,,,,0

allsel,all

!meshing das palmilhas
vatt,4,,4,0
vsweep,palmilhas

!meshing das travessas
VATT,6,,4,0
VSWEEP,travessas

!meshing do balastro
vatt,3,,4,0
vsweep,balastro

NUMMRG,node,1e-4,,LOW

!meshing dos carris
allsel,all
lsel,s,loc,x,-2.984
lsel,a,loc,x,-1.316
lsel,r,loc,y,1.17
cm,carris,line

type,2
mat,2
real,7
LESIZE,carris,.2,,,,,0
mshkey,1
lmesh, carris

NUMMRG,node,1e-4,,LOW

!DEFINIÇÃO DOS MPC DE LIGAÇÃO AO BALASTRO
allsel,all
nset,s,loc,z,0
nset,r,loc,y,0
nset,r,loc,x,-4.35,0

*vget,n_x_bal,node,,nlist
*get,num_n_x_bal,node,0,count,,
matriz_x_bal_n=
*dim,matriz_x_bal_n,array,num_n_x_bal,1
*do,i,1,num_n_x_bal
matriz_x_bal_n(i,1)=nX(n_x_bal(i,1))
*enddo
alinhamento=
```

```

*moper,alinhamento,matriz_x_bal_n(1),sort,matriz_x_bal_n(1)
allsel,all

nset,s,loc,x,-4.35
nset,r,loc,y,0
nset,r,loc,z,-23.26,0

*vget,n_z_bal,node,,nlist
*get,num_n_z_bal,node,0,count,,
matriz_z_bal_n=
*dim,matriz_z_bal_n,array,num_n_z_bal,1
*do,i,1,num_n_z_bal
matriz_z_bal_n(i,1)=nz(n_z_bal(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_z_bal_n(1),sort,matriz_z_bal_n(1)
allsel,all

!definir MPC's184 para ligação do tabuleiro ao balastro (l=0,35)
type,3
mat,5
*do,j,1,num_n_x_bal,2
  *do,i,1,num_n_z_bal,2
    E,node(matriz_x_bal_n(j,1),0,matriz_z_bal_n(i,1)),node(matriz_x_bal_n(j,1),0.35,matriz_z_bal_n(i,1))
  *enddo
*enddo

```

#### !!INTRODUÇÃO DE MOLAS E PCS NOS APOIOS

```

nset,none
nset,s,loc,z,0
nset,a,loc,z,-11.6
nset,a,loc,z,-11.66
nset,a,loc,z,-23.26
nset,r,node,,linhas_longarinas
cm,extremidades_long,node

NGEN,2,100000,extremidades_long, , , -.35, ,1,
cmsel,u,extremidades_long
cm,nos_mola_cima,node

NGEN,2,100000,nos_mola_cima, , , -.25, ,1,
cmsel,u,nos_mola_cima
cm,nos_mola_baixo,node
nset,r,loc,z,0

*vget,n_x_apoios,node,,nlist
*get,num_n_x_apoios,node,0,count,,
matriz_x_apoios=
*dim,matriz_x_apoios,array,num_n_x_apoios,1
*do,i,1,num_n_x_apoios
matriz_x_apoios(i,1)=nX(n_x_apoios(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_apoios(1),sort,matriz_x_apoios(1)
allsel,all

```

!definir MPC's apoios (l=0,35 ao centro de gravidade)

```

type,3
mat,5
*do,j,1,num_n_x_apoios,1
  *do,i,2,num_kp_z_bal,1
    E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,matriz_z_bal(i,1)),node(matriz_x_apoios(j,1),0,matriz_z_bal(i,1))
  *enddo
*enddo

```

!definir molas verticais (l=0,25 por exemplo)

```

type,5
real,8
*do,j,1,num_n_x_apoios,1
  *do,i,2,num_kp_z_bal,1
    E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.60,matriz_z_bal(i,1)),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,matriz_z_bal(i,1))
  *enddo
*enddo

```

```
nset,none
nset,s,node,,nos_mola_cima
nset,r,loc,z,0
cm,nos_apoios_horiz,node
NGEN,2,200000,nos_apoios_horiz, , , ,25,1,
NGEN,2,300000,nos_apoios_horiz, , , ,,-11.91,1,
cmset,u,nos_apoios_horiz
cm,nos_apoios_horiz,node

!definir molas horizontais (l=0,25 por exemplo)
nset,all
type,5
real,9
*do,j,1,9,1
    E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,.25),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,0)
*enddo
*do,j,1,9,1
    E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,-11.91),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,-11.66)
*enddo

finish

/solu

!gravidade
acel,0,9.8,0

!apoios verticais na base das molas
nset,none
nset,s,node,,nos_mola_baixo
D,all, ,0, , , ,UY, , , , ,

!apoios horizontais na base das molas
nset,none
nset,s,node,,nos_apoios_horiz
D,all, ,0, , , ,Ux,Uz, , ,

!apoios simples laterais esquerda
nset,none
nset,s,loc,z,0
nset,a,loc,z,-11.66
nset,r,node,,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
nset,r,loc,x,-4.5
D,all, ,0, , , ,Ux, , , , ,

!apoios duplos esquerda
nset,none
nset,s,loc,z,-11.6
nset,a,loc,z,-23.26
nset,r,node,,nos_mola_cima
nset,r,loc,x,-4.05,-.25
D,all, ,0, , , ,UX,UZ, , ,

!ROTZ impedidas numa das extremidades dos carris!
allsel,all
nset,s,node,,carris
nset,r,loc,z,0
D,all, ,0, , , ,ROTZ, , , , ,

!apoios TRANS no balastro extra
nset,none
nset,s,loc,y,.35
nset,r,loc,z,-33.26,-23.46
D,all, ,0, , , ,UX,UY,UZ, , ,

allsel,all
eplot

finish
```

# A3

**CÓDIGO APDL PARA GERAR MODELO NUMÉRICO C3**

/PREP7

!DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

K, 1, -0.025, 0, 0  
K, 2, -0.25, 0, 0  
\*do,i,3,10  
K, i, -0.25-(i-2)\*.475, 0, 0  
\*enddo  
K, 11, -4.5, 0, 0  
KSYMM,X,all, , ,11,0,0  
CM, kp\_tabuleiro, KP

K,23,-4.5,.125,0  
k,24,-5.35,.125,0  
k,25,-5.35,.175,0  
k,26,-6.2,.175,0  
\*do,i,23,26  
KSYMM,X,i, , ,4,0,0  
\*enddo  
CMSEL, U, kp\_tabuleiro  
CM, kp\_consola,kp

k,31,-4.5,.35,0  
k,32,-4.5,.95,0  
k,33,4.5,.35,0  
k,34,4.5,.95,0  
CMSEL, U, kp\_tabuleiro  
CMSEL, U, kp\_consola  
CM, kp\_murete,kp  
allsel,all

!!!!Criação da matriz\_x com as coordenadas X (por ordem) dos kp\_tabuleiro em z=0!!!!

kset,s,loc,z,0  
kset,r,loc,y,0  
kset,r,loc,x,-4.5,-.025

```
*vget,KP_x_tab,KP,,klist
*get,num_kp_x_tab,KP,0,count,,,
matriz_x_tab=
*dim,matriz_x_tab,array,num_kp_x_tab,1
*do,i,1,num_kp_x_tab
matriz_x_tab(i,1)=KX(KP_x_tab(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_tab(1),sort,matriz_x_tab(1)
allsel,all
```

!!!geração de kp nos alinhamentos pretendidos!!!!

KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -0.2, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -4, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -7.6, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.4, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.6, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.66, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -11.86, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -15.66, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -19.26, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -23.06, ,0  
KGEN,2,kp\_tabuleiro, , , , -23.26, ,0  
CMSEL, U, kp\_murete  
cmsel,u, kp\_consola  
cm,kp\_tabuleiro,kp

allsel,all  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -0.2, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -4, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -7.6, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.4, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.6, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.66, ,0  
KGEN,2,kp\_consola, , , , -11.86, ,0

```

KGEN,2,kp_consola, , , , -15.66, ,0
KGEN,2,kp_consola, , , , -19.26, ,0
KGEN,2,kp_consola, , , , -23.06, ,0
KGEN,2,kp_consola, , , , -23.26, ,0
cmsel,u,kp_tabuleiro
cmsel,u,kp_murete
cm,kp_consola,kp

```

```

allsel,all
KGEN,2,kp_murete, , , , -0.2, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -4, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -7.6, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -11.4, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -11.6, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -11.66, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -11.86, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -15.66, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -19.26, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -23.06, ,0
KGEN,2,kp_murete, , , , -23.26, ,0
cmsel,u,kp_consola
cmsel,u,kp_tabuleiro
cm,kp_murete,kp

```

```

allsel,all

```

```

!!!!!!!MATRIZ_Z SERVE DEFINIR ALINHAMENTOS TRANSVERSAIS!!!!!!!
!!!!!!!Criação da matriz_z com as coordenadas Z (por ordem) dos kp em x=-6.2 (pex)!!!!

```

```

KSEL, S, LOC, X, -6.2
*vget,KP_Z,KP,,klist
*get,num_kp_z,KP,0,count,,
matriz_z=
*dim,matriz_z,array,num_kp_z,1
*do,i,1,num_kp_z
matriz_z(i,1)=KZ(KP_Z(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_z(1),sort,matriz_z(1)
allsel,all

```

```

!!!!!!!LINHAS TRANSVERSAIS TABULEIRO!!!!!!

```

```

*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, 1, num_kp_x_tab-1
    L, KP(matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j,1)), KP(matriz_x_tab(i+1,1), 0, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, num_kp_x_tab,2,-1
    L, KP(-1*matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j,1)), KP(-1*matriz_x_tab(i-1,1), 0, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO

```

```

cm,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa,line
lsel,s,loc,z,-.2+tol,-11.4-tol
lsel,a,loc,z,-11.86+tol,-23.06-tol
lsel,u,loc,x,-4.5,-4.05
lsel,u,loc,x,4.05,4.5
lsel,u,loc,x,-.25,.25
cm, linhas_carlingas, line
allsel,all

```

```

!!!LINHAS LONGITUDINAIS DO TABULEIRO!!!!!!

```

```

*do,q,-1,1,2
  *DO, j, 1, num_kp_x_tab
    *DO, i, 1, num_kp_z-1
      L, KP(q*matriz_x_tab(j,1), 0, matriz_z(i,1)), KP(q*matriz_x_tab(j,1), 0, matriz_z(i+1,1))
    *ENDDO
  *ENDDO
*enddo

```

```

!!!!apagar linhas do meio entre vãos!!!!

```

```

tol=0.001
ISEL, S, LOC, z, -11.63+tol,-11.63-tol
*vget,midline,line,,l1ist
*get,num_line,line,0,count,,,
*do,i,midline(1,1),midline(num_line)
ldele,i
*enddo

allsel,all
cmsel,u,linhas_carlingas
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cm,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa,line
lsel,s,loc,x,-4.05,-.25
lsel,a,loc,x,.25,4.05
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cm,linhas_longarinas, line

allsel,all

!!!!!!CONSOLA DE CIMA!!!!!!

!!!!Criação da matriz_x_cons_cima com as coordenadas X (por ordem) dos kp_consola_cima (y=.175) em z=0!!!!
ksel,s,loc,z,0
ksel,r,loc,y,0.175
ksel,r,loc,x,-6.2,-5.35

*vget,KP_x_cons_cima,KP,,k1ist
*get,num_kp_x_cons_cima,KP,0,count,,,
matriz_x_cons_cima=
*dim,matriz_x_cons_cima,array,num_kp_x_cons_cima,1
*do,i,1,num_kp_x_cons_cima
matriz_x_cons_cima(i,1)=KX(KP_x_cons_cima(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_cons_cima(1),sort,matriz_x_cons_cima(1)
allsel,all

!!!!!!LINHAS TRANSVERSAIS DA CONSOLA DE CIMA!!!!!!

*do,q,-1,1,2
*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_cima-1
    L, KP(q*matriz_x_cons_cima(i,1), 0.175, matriz_z(j,1)), KP(q*matriz_x_cons_cima(i+1,1), 0.175, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
*enddo

!!!!!!LINHAS LONGITUDINAIS DA CONSOLA DE CIMA!!!!!!

*do,q,-1,1,2
*DO, j, 1, num_kp_x_cons_cima
  *DO, i, 1, num_kp_z-1
    L, KP(q*matriz_x_cons_cima(j,1), 0.175, matriz_z(i,1)), KP(q*matriz_x_cons_cima(j,1), 0.175, matriz_z(i+1,1))
  *ENDDO
*ENDDO
*enddo

cmsel,u,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_longarinas
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_carlingas
CM,linhas_consola_cima,line
allsel,all

!!!!!!CONSOLA DE BAIXO!!!!!!

!!!!Criação da matriz_x_cons_baixo com as coordenadas X (por ordem) dos kp_consola_baixo (y=.125) em z=0!!!!
ksel,s,loc,z,0
ksel,r,loc,y,0.125
ksel,r,loc,x,-5.35,-4.5

*vget,KP_x_cons_baixo,KP,,k1ist
*get,num_kp_x_cons_baixo,KP,0,count,,,
matriz_x_cons_baixo=
*dim,matriz_x_cons_baixo,array,num_kp_x_cons_baixo,1
*do,i,1,num_kp_x_cons_baixo
matriz_x_cons_baixo(i,1)=KX(KP_x_cons_baixo(i,1))

```



```

*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_cons_baixo(1),sort,matriz_x_cons_baixo(1)
allsel,all

!!!!!!LINHAS TRANSVERSAIS DA CONSOLA DE BAIXO!!!!!!

*do,q,-1,1,2
*DO, j, 1, num_kp_z
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_baixo-1
    L, KP(q*matriz_x_cons_baixo(i,1), 0.125, matriz_z(j,1)), KP(q*matriz_x_cons_baixo(i+1,1), 0.125, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
*enddo

!!!!LINHAS LONGITUDINAIS DA CONSOLA DE BAIXO!!!!

*do,q,-1,1,2
*DO, j, 1, num_kp_x_cons_baixo
  *DO, i, 1, num_kp_z-1
    L, KP(q*matriz_x_cons_baixo(j,1), 0.125, matriz_z(i,1)), KP(q*matriz_x_cons_baixo(j,1), 0.125, matriz_z(i+1,1))
  *ENDDO
*ENDDO
*enddo

cmsel,u,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_longarinas
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_carlingas
cmsel,u,linhas_consola_cima
cm,linhas_consola_baixo,line
allsel,all

!!!!LINHAS TRANSVERSAIS DO MURETE!!!!

ksel,s,loc,x,-4.5
ksel,r,loc,z,0
ksel,r,loc,y,.35-tol,.95+tol

*vget,KP_y_mur,KP,,klist
*get,num_kp_y_mur,KP,0,count,,
matriz_y_mur=
*dim,matriz_y_mur,array,num_kp_y_mur,1
*do,i,1,num_kp_y_mur
matriz_y_mur(i,1)=KY(KP_y_mur(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_y_mur(1),sort,matriz_y_mur(1)
allsel,all

*do,j,-4.5,4.5,9
  *do,i,1,num_kp_z
    l,kp(j,0.35,matriz_z(i,1)),kp(j,0.95,matriz_z(i,1))
  *enddo
*enddo

!!!!LINHAS LONGITUDINAIS DO MURETE!!!!

*do,q,-4.5,4.5,9
  *DO, j, 1, num_kp_z-1
    *DO, i, 1, num_kp_y_mur
      L, KP(q,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j,1)), KP(q,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j+1,1))
    *ENDDO
  *ENDDO
*enddo

cmsel,u,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_longarinas
cmsel,u,linhas_transversais_tabuleiro_ninteressa
cmsel,u,linhas_carlingas
cmsel,u,linhas_consola_cima
cmsel,u,linhas_consola_baixo
cm,linhas_murete,line
allsel,all

```

```

                !!!!!AREAS TABULEIRO!!!!!!
*do,q,-1,1,2
  *DO, j, 1, num_kp_z-1
    *DO, i, 1, num_kp_x_tab-1
      A, KP(q*matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j,1)), KP(q*matriz_x_tab(i,1), 0, matriz_z(j+1,1)),
      KP(q*matriz_x_tab(i+1,1), 0, matriz_z(j+1,1)), KP(q*matriz_x_tab(i+1,1), 0, matriz_z(j,1))
    *ENDDO
  *ENDDO
*enddo

cmsel,u,linhas_murete
cm,areas_tabuleiro,area

```

```

                !!!!!AREAS CONSOLA DE BAIXO!!!!!!
*do,q,-1,1,2
  *DO, j, 1, num_kp_z-1
    *DO, i, 1, num_kp_x_cons_baixo-1
      A, KP(q*matriz_x_cons_baixo(i,1), 0.125, matriz_z(j,1)), KP(q*matriz_x_cons_baixo(i,1), 0.125,
      matriz_z(j+1,1)), KP(q*matriz_x_cons_baixo(i+1,1), 0.125, matriz_z(j+1,1)), KP(q*matriz_x_cons_baixo(i+1,1), 0.125,
      matriz_z(j,1))
    *ENDDO
  *ENDDO
*enddo

cmsel,u,areas_tabuleiro
cm,areas_consola_baixo,area

```

```

                !!!!!AREAS CONSOLA DE CIMA!!!!!!
*do,q,-1,1,2
*DO, j, 1, num_kp_z-1
  *DO, i, 1, num_kp_x_cons_cima-1
    A, KP(q*matriz_x_cons_cima(i,1), 0.175, matriz_z(j,1)), KP(q*matriz_x_cons_cima(i,1), 0.175, matriz_z(j+1,1)),
    KP(q*matriz_x_cons_cima(i+1,1), 0.175, matriz_z(j+1,1)), KP(q*matriz_x_cons_cima(i+1,1), 0.175, matriz_z(j,1))
  *ENDDO
*ENDDO
*enddo

cmsel,u,areas_consola_baixo
cm,areas_consola_cima,area

```

```

                !!!!!AREAS MURETE!!!!!!
*do,q,-4.5,4.5,9
  *DO, j, 1, num_kp_z-1
    *DO, i, 1, num_kp_y_mur-1
      A, KP(q,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j,1)), KP(q,matriz_y_mur(i,1), matriz_z(j+1,1)),
      KP(q,matriz_y_mur(i+1,1), matriz_z(j+1,1)), KP(q,matriz_y_mur(i+1,1), matriz_z(j,1))
    *ENDDO
  *ENDDO
*enddo

cmsel,u,areas_consola_cima
cm,areas_murete,area
allsel,all

```

!!!!apagar areas do meio entre vãos!!!!

```

asel, S, LOC, z, -11.63+tol,-11.63-tol
*vget,midarea,area,,alist
*get,num_area,area,0,count,,
*do,i,midarea(1,1),midarea(num_area)
adele,i
*enddo

```

!!!!apagar linhas do meio entre vãos geradas pelas areas!!!!

```

lsel, S, LOC, z, -11.63+tol,-11.63-tol
*vget,midline2,line,,l1ist
*get,num_line2,line,0,count,,
*do,i,midline2(1,1),midline2(num_line2)
ldele,i
*enddo

```

numcmp,kp

numcmp,line  
numcmp,area

allsel,all  
aPLOT

!DEFINIÇÃO DE ELEMENTOS

ET,1,SHELL63 !para tabuleiro, murete e consolas  
ET,2,BEAM44 !para HEB500,120 e carris  
ET,3,MPC184 !para ligações  
KEYOPT,3,1,1  
KEYOPT,3,2,0  
ET,4,SOLID45 !para balastro, travessas e palmilhas  
ET,5,COMBIN14 !para apoios elásticos  
ET,6,MASS21 !massas para simular guarda corpos  
KEYOPT,6,3,2 !Massa3D sem inércia

!real constants

R,1,0.7,,,,, !para tabuleiro  
R,2,0.45,,,,, !para consola  
R,3,0.35,,,,, !para consola  
R,4,0.25,,,,, !para murete

R,5,227.5e-4,105352e-8,12617e-8,.15,.25, , !HE500B  
RMODIF,5,13,0,-.1,0,  
RMODIF,5,21,.15,.25,  
RMODIF,5,7,.02275,.00105352,.00012617,.15,.25,0,  
RMODIF,5,16,0,-0.1,0,  
RMODIF,5,23,.15,.25,  
RMODIF,5,19,0,0,

R,6,32.5e-4,853e-8,317e-8,.06,.06, , !HE120B  
RMODIF,6,13,,0.21,,  
RMODIF,6,21,.06,.06,  
RMODIF,6,7,32.5e-4,853e-8,317e-8,.06,.06,0,  
RMODIF,6,16,0,0.21,0,  
RMODIF,6,23,.06,.06,  
RMODIF,6,19,0,0,

R,7,0.007687,3.055e-005,5.13e-006,0.037,0.0809,1, !Carril  
RMODIF,7,13,0,0.0809,0,  
RMODIF,7,21,.037,.0911  
RMODIF,7,7,0.007687,3.055e-005,5.13e-006,0.037,0.0809,1,  
RMODIF,7,16,0,0.0809,0,  
RMODIF,7,23,.037,.0911  
RMODIF,7,19,0,0,

R,8,315e6, , , , , !rigidez vertical das molas  
R,9,818e3, , , , , !rigidez horizontal das molas  
R,10,9.83 !massa para guarda corpos 50kg/m  $(=50*11.6^2/((11.6/.2+1)^2)=9.83)$

!material properties

MPTEMP,,,,,,  
MPTEMP,1,0

MP,EX,1,34e9 !betão  
MP,PRXY,1,0.2

MP,DENS,1,2500

MP,EX,2,210e9 !aço  
MP,PRXY,2,.3  
MP,dens,2,7850

MP,EX,3,145e6 !balastro  
MP,PRXY,3,.15  
MP,DENS,3,1800

\*set,Erp,167e6 !palmilhas  
\*set,Grp,1e9

MP,EX,4,Erp\*1E5  
MP,EY,4,Erp  
MP,EZ,4,Erp\*1E5  
MP,PRXY,4,1E-5  
MP,PRYZ,4,1E-5  
MP,PRXZ,4,1E-5  
MP,GXY,4,Grp\*1E3  
MP,GYZ,4,Grp\*1E3  
MP,GXZ,4,Grp\*1E3  
MP,DENS,4,1e-7

MP,EX,5,1                   !MPC's184 para atribuir massa ~0  
MP,prxy,5,1  
Mp,dens,5,1e-10

MP,EX,6,34e9           !travessas  
MP,PRXY,6,0.2

MP,DENS,6,3383

!DEFINIÇÃO DA MALHA

!definir elementos casca do tabuleiro (0,70m)

type,1  
mat,1  
real,1  
aesize, areas\_tabuleiro, 0.2  
mshkey,1  
amesh, areas\_tabuleiro

!definir elementos casca consola de baixo (0,45m)

type,1  
mat,1  
real,2  
aesize, areas\_consola\_baixo, 0.2  
mshkey,1  
amesh, areas\_consola\_baixo

!definir elementos casca consola de cima (0,35m)

type,1  
mat,1  
real,3  
aesize, areas\_consola\_cima, 0.2  
mshkey,1  
amesh, areas\_consola\_cima

!definir elementos casca murete (0,25m)

type,1  
mat,1  
real,4  
aesize, areas\_murete, 0.2  
mshkey,1  
amesh, areas\_murete

!definir elementos viga longarinas

type,2  
mat,2  
real,5  
lesize, linhas\_longarinas, 0.2  
mshkey,1  
lmesh, linhas\_longarinas

!definir elementos viga carlingas

type,2  
mat,2  
real,6  
lesize, linhas\_carlingas, 0.2  
mshkey,1  
lmesh, linhas\_carlingas

!definir MPC's184 para ligação ao murete (l=0,225)

nset,s,loc,x,-4.5  
nset,r,loc,y,0.125

```

nos_selec=
*vget,nos_selec,node,,nlist
*get,numero_nos,node,0,count,,
matriz_z=
*dim,matriz_z,array,numero_nos,1
*do,i,1,numero_nos
matriz_z(i,1)=nz(nos_selec(i,1))
*enddo
ordenamento=
*moper,ordenamento,matriz_z(1),sort,matriz_z(1)
allsel,all
type,3
mat,5
*do,j,-4.5,4.5,9
    *do,i,1,numero_nos
    e,node(j,0.125,matriz_z(i,1)),node(j,0.35,matriz_z(i,1))
    *enddo
*enddo

!definir MPC's184 para ligação à consola (l=0,125)
nset,s,loc,x,-4.5
nset,r,loc,y,0
nos_selec=
*vget,nos_selec,node,,nlist
*get,numero_nos,node,0,count,,
matriz_z=
*dim,matriz_z,array,numero_nos,1
*do,i,1,numero_nos
matriz_z(i,1)=nz(nos_selec(i,1))
*enddo
ordenamento=
*moper,ordenamento,matriz_z(1),sort,matriz_z(1)
allsel,all
type,3
mat,5
*do,j,-4.5,4.5,9
    *do,i,1,numero_nos
    E,node(j,0,matriz_z(i,1)),node(j,0.125,matriz_z(i,1))
    *enddo
*enddo

!definir MPC's184 para ligação entre desniveis de consola (l=0,05)
nset,s,loc,x,-5.35
nset,r,loc,y,.125
nos_selec=
*vget,nos_selec,node,,nlist
*get,numero_nos,node,0,count,,
matriz_z=
*dim,matriz_z,array,numero_nos,1
*do,i,1,numero_nos
matriz_z(i,1)=nz(nos_selec(i,1))
*enddo
ordenamento=
*moper,ordenamento,matriz_z(1),sort,matriz_z(1)
allsel,all
type,3
mat,5
*do,j,-5.35,5.35,10.7
    *do,i,1,numero_nos
    E,node(j,.125,matriz_z(i,1)),node(j,0.175,matriz_z(i,1))
    *enddo
*enddo

epplot

!DEFINIÇÃO DOS GUARDA CORPOS

nos_sel_i=
nset,none
NSEL, S, LOC, x,-6.2
nset,a,loc,x,6.2
*VGET, nos_sel_i, NODE, , NLIST
*GET, num_nos, NODE, 0, COUNT

```

```

real,10
type,6

ALLSEL,ALL
*DO,j,1,num_nos
    E, nos_sel_i(j)
*ENDDO

!DEFINIÇÃO DO BALASTRO

!copiar kp's que interessam para nível do balastro (y=0.35)

kssel,s,loc,y,0
kssel,r,loc,z,0
kssel,a,loc,z,-11.66
kssel,a,loc,z,-11.6
kssel,a,loc,z,-23.26
kssel,r,loc,x,-4.05,4.05
k,,-4.35,0,0
k,,-4.35,0,-11.6
k,,-4.35,0,-11.66
k,,-4.35,0,-23.26
k,,4.35,0,0
k,,4.35,0,-11.6
k,,4.35,0,-11.66
k,,4.35,0,-23.26
KGEN,2,all, , , ,.35, , ,0
kssel,all

kssel,s,loc,z,-23.26
kssel,r,loc,y,.35,.95
kssel,r,loc,x,-4.35,4.35
KGEN,2,all, , , ,-.10, ,0

!criação da matriz para gravar coordenadas x
kssel,s,loc,z,0
kssel,r,loc,y,.35
kssel,r,loc,x,-4.35,4.35

*vget,KP_x_bal,KP,,klist
*get,num_kp_x_bal,KP,0,count,,,
matriz_x_bal=
*dim,matriz_x_bal,array,num_kp_x_bal,1
*do,i,1,num_kp_x_bal
matriz_x_bal(i,1)=KX(KP_x_bal(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_x_bal(1),sort,matriz_x_bal(1)
allsel,all

kssel,s,loc,x,-4.35
kssel,r,loc,y,.35

*vget,KP_z_bal,KP,,klist
*get,num_kp_z_bal,KP,0,count,,,
matriz_z_bal=
*dim,matriz_z_bal,array,num_kp_z_bal,1
*do,i,1,num_kp_z_bal
matriz_z_bal(i,1)=Kz(KP_z_bal(i,1))
*enddo
alinhamento=
*moper,alinhamento,matriz_z_bal(1),sort,matriz_z_bal(1)
allsel,all

asel,none
*DO, j, 1, num_kp_z_bal-1
    *DO, i, 1, num_kp_x_bal-1
        A, KP(matriz_x_bal(i,1), 0.35, matriz_z_bal(j,1)), KP(matriz_x_bal(i,1), 0.35, matriz_z_bal(j+1,1)),
        KP(matriz_x_bal(i+1,1), 0.35, matriz_z_bal(j+1,1)), KP(matriz_x_bal(i+1,1), 0.35, matriz_z_bal(j,1))
    *ENDDO
*ENDDO

cm,areas_base_balastro,area
allsel,all
VDRAG,areas_base_balastro, , , , ,612

```

cm,balastro,volu

eplot

!DEFINIÇÃO DAS TRAVESSAS

kse1,none  
k,20000,-3.25833,.95,0  
k,20001,-1.04166,.95,0  
k,20002,1.04166,.95,0  
k,20003,3.25833,.95,0  
cm,kp\_travessas,kp  
KGEN,2,kp\_travessas, , , , -2,4,0  
cm,kp\_travessas,kp  
kgen,20,kp\_travessas,,,,,-6,8,0  
kse1,none  
k,20160,-3.25833,.95,-12.06  
k,20161,-1.04166,.95,-12.06  
k,20162,1.04166,.95,-12.06  
k,20163,3.25833,.95,-12.06  
cm,kp\_travessas,kp  
KGEN,2,kp\_travessas, , , , -2,4,0  
cm,kp\_travessas,kp  
kgen,36,kp\_travessas,,,,,-6,8,0

allsel,all  
asel,none  
\*do,i,20000,20440,8  
    A,i,i+1,i+5,i+4  
\*enddo  
\*do,i,20002,20442,8  
    A,i,i+1,i+5,i+4  
\*enddo

cm,areas\_travessas,area

k,100000,0,.95,0  
k,100001,0,1.15,0  
l,100000,100001

vsel,none  
VDRAG,areas\_travessas, , , , ,1597  
cm,travessas,volu

!DEFINIÇÃO DAS PALMILHAS

allsel,all  
kse1,none  
kse1,s,loc,y,.95  
kse1,r,loc,x,-3.25833  
cm,kp\_palmilhas,kp

\*set,bitola,1.668  
\*set,distx1,(2.216666-bitola)/2-.15

kse1,none  
kse1,s,kp, ,kp\_travessas  
KGEN,2,kp\_travessas, , , distx1,-2,,10000 ,0  
kse1,u,kp, ,kp\_travessas  
cm,kp\_palmilhas,kp  
kgen,2,kp\_palmilhas,,,,-3,,,78,0

asel,none  
\*do,i,30000,30440,8  
    a,i,i+78,i+82,i+4  
\*enddo  
cm,areas\_palmilhas,area

k,200000,0,1.15,.1  
k,200001,0,1.17,.1  
l,200000,200001  
vsel,none

VDRAG,areas\_palmilhas, , , , ,2718  
cm,palmilhas,volu

VGEN,2,palmilhas, , , bitola,,, ,0  
VGEN,2,palmilhas, , , bitola+(14\*.475/3-bitola)+2.083333,,, ,0  
VGEN,2,palmilhas, , , 2\*bitola+(14\*.475/3-bitola)+2.083333,,, ,0  
cm,palmilhas,volu  
allsel,all

!colagem dos volumes e criação de componentes entretanto apagadas  
vsel,all  
cm,todos,volu  
vglue,todos  
vsel,all  
cm,todos,volu  
vsel,none  
vsel,s,loc,y,.35,.95  
cm,balastro,volu  
vsel,none  
vsel,s,loc,y,.95,1.15  
cm,travessas,volu  
allsel,all  
vplot

#### !DEFINIÇÃO DOS CARRIS

lsel,none  
k,40000,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2-bitola,1.17,0  
k,40001,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2-bitola,1.17,-33.26  
k,40002,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,0  
k,40003,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,-33.26  
k,40004,1.0416666+(14\*.475/3-bitola)/2+bitola,1.17,0  
k,40005,1.0416666+(14\*.475/3-bitola)/2+bitola,1.17,-33.26  
k,40006,1.0416666+(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,0  
k,40007,1.0416666+(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,-33.26  
l,40000,40001  
l,40002,40003  
l,40004,40005  
l,40006,40007  
cm,carris,line

asel,none  
asel,s,loc,y,1.17  
cm,areas\_palmilhas\_cima,area

LSBA,carris,areas\_palmilhas\_cima

lsel,none  
k,50000,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2-bitola,1.17,0  
k,50001,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,0  
k,50002,1.0416666+(14\*.475/3-bitola)/2+bitola,1.17,0  
k,50003,1.0416666+(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,0  
k,40001,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2-bitola,1.17,-33.26  
k,40003,-1.0416666-(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,-33.26  
k,40005,1.0416666+(14\*.475/3-bitola)/2+bitola,1.17,-33.26  
k,40007,1.0416666+(14\*.475/3-bitola)/2,1.17,-33.26  
l,50000,40001  
l,50001,40003  
l,50002,40005  
l,50003,40007  
cm,carris,line

ASBL,areas\_palmilhas\_cima,carris  
NUMMRG,kp,1e-4, , ,LOW

allsel,all  
vplot

#### !GERAÇÃO DA MALHA

!seleccionar as linhas para o meshing  
lsel,none



```
lsel,s,line,,travessas  
lsel,r,tan1,x,-1  
lsel,a,tan1,x,1  
lsel,r,loc,y,1.15  
cm,linhas_travessas,line
```

```
lsel,none  
lsel,s,line,,travessas  
lsel,r,loc,x,-1.04166-tol,1.04166+tol  
lsel,r,tan1,y,-1  
cm,linhas_travessas_2,line
```

```
lsel,none  
lsel,s,line,,travessas  
lsel,r,loc,y,.95  
cm,linhas_travessas_3,line  
lsel,none
```

```
lsel,none  
lsel,s,line,,palmilhas  
cm,linhas_palmilhas,line
```

```
lsel,none  
lsel,s,line,,balastro  
lsel,r,loc,y,.35  
lsel,a,loc,y,.95  
lsel,r,line,,balastro  
cm,linhas_balastro_horiz,line
```

```
lsel,none  
lsel,s,line,,balastro  
lsel,r,tan1,y,-1  
cm,linhas_balastro_vert,line
```

!dimensões do meshing do balastro, das travessas e palmilhas

```
allsel,all  
LESIZE,linhas_travessas,,18, , , , ,0  
lesize,linhas_travessas_2,,1, , , , ,0  
LESIZE,linhas_travessas_3,,2, , , , ,0  
LESIZE,linhas_palmilhas,,2, , , , ,0  
lesize,linhas_balastro_horiz,,2,,,,,,0  
lesize,linhas_balastro_vert,,2,,,,,,0
```

```
allsel,all
```

```
!meshing das palmilhas  
vatt,4,,4,0  
vsweep,palmilhas
```

```
!meshing das travessas  
VATT,6, ,4,0  
VSWEEP,travessas
```

```
!meshing do balastro  
vatt,3,,4,0  
vsweep,balastro
```

```
NUMMRG,node,1e-4, , ,LOW
```

```
!meshing dos carris  
allsel,all  
lsel,s,loc,x,-2.984  
lsel,a,loc,x,-1.316  
lsel,a,loc,x,1.316  
lsel,a,loc,x,2.984  
lsel,r,loc,y,1.17  
cm,carris,line
```

```
type,2  
mat,2  
real,7  
LESIZE,carris,,2, , , , ,0
```

```

mshkey,1
lmesh, carris

NUMMRG,node,1e-4, , ,LOW

!DEFINIÇÃO DOS MPC DE LIGAÇÃO AO BALASTRO
allsel,all
nsel,s,loc,z,0
nsel,r,loc,y,0
nsel,r,loc,x,-4.35,4.35

      *vget,n_x_bal,node,,nlist
      *get,num_n_x_bal,node,0,count,,
      matriz_x_bal_n=
      *dim,matriz_x_bal_n,array,num_n_x_bal,1
      *do,i,1,num_n_x_bal
      matriz_x_bal_n(i,1)=nX(n_x_bal(i,1))
      *enddo
      alinhamento=
      *moper,alinhamento,matriz_x_bal_n(1),sort,matriz_x_bal_n(1)
      allsel,all

nsel,s,loc,x,-4.35
nsel,r,loc,y,0
nsel,r,loc,z,-23.26,0

      *vget,n_z_bal,node,,nlist
      *get,num_n_z_bal,node,0,count,,
      matriz_z_bal_n=
      *dim,matriz_z_bal_n,array,num_n_z_bal,1
      *do,i,1,num_n_z_bal
      matriz_z_bal_n(i,1)=nz(n_z_bal(i,1))
      *enddo
      alinhamento=
      *moper,alinhamento,matriz_z_bal_n(1),sort,matriz_z_bal_n(1)
      allsel,all

!definir MPC's 184 para ligação do tabuleiro ao balastro (l=0,35)
type,3
mat,5
*do,j,1,num_n_x_bal,2
  *do,i,1,num_n_z_bal,2
    E,node(matriz_x_bal_n(j,1),0,matriz_z_bal_n(i,1)),node(matriz_x_bal_n(j,1),0.35,matriz_z_bal_n(i,1))
  *enddo
*enddo

!!INTRODUÇÃO DE MOLAS E MPC NOS APOIOS
nsel,none
nsel,s,loc,z,0
nsel,a,loc,z,-11.6
nsel,a,loc,z,-11.66
nsel,a,loc,z,-23.26
nsel,r,node,,linhas_longarinas
cm,extremidades_long,node

NGEN,2,100000,extremidades_long, , ,-.35, ,1,
cmsel,u,extremidades_long
cm,nos_mola_cima,node

NGEN,2,100000,nos_mola_cima, , ,-.25, ,1,
cmsel,u,nos_mola_cima
cm,nos_mola_baixo,node
nsel,r,loc,z,0

      *vget,n_x_apoios,node,,nlist
      *get,num_n_x_apoios,node,0,count,,
      matriz_x_apoios=
      *dim,matriz_x_apoios,array,num_n_x_apoios,1
      *do,i,1,num_n_x_apoios
      matriz_x_apoios(i,1)=nX(n_x_apoios(i,1))
      *enddo
      alinhamento=
      *moper,alinhamento,matriz_x_apoios(1),sort,matriz_x_apoios(1)
      allsel,all

!definir MPC's apoios (l=0,35 ao centro de gravidade)
type,3

```

```

mat,5
*do,j,1,num_n_x_apoios,1
  *do,i,2,num_kp_z_bal,1
    E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,matriz_z_bal(i,1)),node(matriz_x_apoios(j,1),0,matriz_z_bal(i,1))
  *enddo
*enddo

!definir molas verticais (l=0,25 por exemplo)
type,5
real,8
*do,j,1,num_n_x_apoios,1
  *do,i,2,num_kp_z_bal,1
    E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.60,matriz_z_bal(i,1)),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,matriz_z_bal(i,1))
  *enddo
*enddo

nset,none
nset,s,loc,x,-4.05,0
nset,r,node,,nos_mola_cima
nset,r,loc,z,0
cm,nos_apoios_horiz,node
NGEN,2,200000,nos_apoios_horiz,, , , ,25,1,
NGEN,2,300000,nos_apoios_horiz,, , , ,-11.91,1,
NGEN,2,400000,nos_apoios_horiz,, , , ,4.3, -11.35,1,
NGEN,2,500000,nos_apoios_horiz,, , , ,4.3, -23.51,1,
cmsgel,u,nos_apoios_horiz
cm,nos_apoios_horiz,node

!definir molas horizontais (l=0,25 por exemplo)
nset,all
type,5
real,9
*do,j,1,9,1
  E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,.25),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,0)
*enddo
*do,j,1,9,1
  E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,-11.91),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,-11.66)
*enddo
*do,j,10,18,1
  E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,-11.35),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,-11.6)
*enddo
*do,j,10,18,1
  E,node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,-23.51),node(matriz_x_apoios(j,1),-.35,-23.26)
*enddo

finish

/solu

!gravidade
acel,0,9.8,0

!apoios verticais na base das molas
nset,none
nset,s,node,,nos_mola_baixo
D,all, ,0, , , ,UY, , , ,

!apoios horizontais na base das molas
nset,none
nset,s,node,,nos_apoios_horiz
D,all, ,0, , , ,Ux,Uz, , ,

!apoios simples laterais esquerda
nset,none
nset,s,loc,z,0
nset,a,loc,z,-11.66
nset,r,node,,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
nset,r,loc,x,-4.5
D,all, ,0, , , ,Ux, , , ,

!apoios simples laterais direita
nset,none
nset,s,loc,z,-11.6

```

```
nset,a,loc,z,-23.26
nset,r,node,,linhas_longitudinais_tabuleiro_ninteressa
nset,r,loc,x,4.5
D,all,,0,, , ,UX,, , , ,
```

```
!apoios duplos esquerda
nset,none
nset,s,loc,z,-11.6
nset,a,loc,z,-23.26
nset,r,node,,nos_mola_cima
nset,r,loc,x,-4.05,-.25
D,all,,0,, , ,UX,,UZ,, ,
```

```
!apoios duplos direita
nset,s,loc,z,0
nset,a,loc,z,-11.66
nset,r,node,,nos_mola_cima
nset,r,loc,x,.25,4.05
D,all,,0,, , ,UX,,UZ,, ,
```

```
!ROTZ impedidas numa das extremidades dos carris!
allsel,all
nset,s,node,,carris
nset,r,loc,z,0
D,all,,0,, , ,ROTZ, , , , ,
```

```
!apoios TRANS no balastro extra
nset,none
nset,s,loc,y,.35
nset,r,loc,z,-33.26,-23.46
D,all,,0,, , ,UX,UY,UZ, , ,
```

```
allsel,all
eplot
```

```
finish
```

# A4

## CONFIGURAÇÃO DE CARGAS DOS COMBOIOS REAIS

$D_t$  – Distância acumulada entre eixos (m)

$D_i$  – Distância para o eixo anterior (m)

P – Peso por eixo (kN)

### 1. ETR

Eixo	$D_t$ (m)	$D_i$ (m)	P (kN)	Eixo	$D_t$ (m)	$D_i$ (m)	P (kN)	Eixo	$D_t$ (m)	$D_i$ (m)	P (kN)
1	0	-	187	17	97,7	4,1	120	33	202,1	4,1	120
2	3	3	187	18	100,7	3	120	34	205,1	3	120
3	12	9	187	19	116,7	16	120	35	221,1	16	120
4	15	3	187	20	119,7	3	120	36	224,1	3	120
5	19,4	4,4	120	21	123,8	4,1	120	37	228,2	4,1	120
6	22,4	3	120	22	126,8	3	120	38	231,2	3	120
7	38,4	16	120	23	142,8	16	120	39	247,2	16	120
8	41,4	3	120	24	145,8	3	120	40	250,2	3	120
9	45,5	4,1	120	25	149,9	4,1	120	41	254,3	4,1	120
10	48,5	3	120	26	152,9	3	120	42	257,3	3	120
11	64,5	16	120	27	168,9	16	120	43	273,3	16	120
12	67,5	3	120	28	171,9	3	120	44	276,3	3	120
13	71,6	4,1	120	29	176	4,1	120	45	280,7	4,4	187
14	74,6	3	120	30	179	3	120	46	283,7	3	187
15	90,6	16	120	31	195	16	120	47	292,7	9	187
16	93,6	3	120	32	198	3	120	48	295,7	3	187

### 2. EUROSTAR

Eixo	$D_t$ (m)	$D_i$ (m)	P (kN)	Eixo	$D_t$ (m)	$D_i$ (m)	P (kN)	Eixo	$D_t$ (m)	$D_i$ (m)	P (kN)
1	0	-	170	17	132,475	15,7	170	33	269,895	15,7	170
2	3	3	170	18	135,475	3	170	34	272,895	3	170
3	14	11	170	19	151,175	15,7	170	35	288,595	15,7	170
4	17	3	170	20	154,175	3	170	36	291,595	3	170
5	20,275	3,275	170	21	169,875	15,7	170	37	307,295	15,7	170
6	23,275	3	170	22	172,875	3	170	38	310,295	3	170
7	38,975	15,7	170	23	188,575	15,7	170	39	325,995	15,7	170
8	41,975	3	170	24	191,575	3	170	40	328,995	3	170
9	57,675	15,7	170	25	195,095	3,52	170	41	344,695	15,7	170
10	60,675	3	170	26	198,095	3	170	42	347,695	3	170
11	76,375	15,7	170	27	213,795	15,7	170	43	363,395	15,7	170
12	79,375	3	170	28	216,795	3	170	44	366,395	3	170
13	95,075	15,7	170	29	232,495	15,7	170	45	369,67	3,275	170
14	98,075	3	170	30	235,495	3	170	46	372,67	3	170
15	103,775	5,7	170	31	251,195	15,7	170	47	383,67	11	170
16	116,775	13	170	32	254,195	3	170	48	386,67	3	170

## 3. ICE

Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)
1	0	-	195	20	120,01	2,5	112	39	249,51	16,5	112
2	3	3	195	21	124,91	4,9	112	40	252,01	2,5	112
3	11,46	8,46	195	22	127,41	2,5	112	41	256,91	4,9	112
4	14,46	3	195	23	143,91	16,5	112	42	259,41	2,5	112
5	19,31	4,85	112	24	146,41	2,5	112	43	275,91	16,5	112
6	21,81	2,5	112	25	151,31	4,9	112	44	278,41	2,5	112
7	38,31	16,5	112	26	153,81	2,5	112	45	283,31	4,9	112
8	40,81	2,5	112	27	170,31	16,5	112	46	285,81	2,5	112
9	45,71	4,9	112	28	172,81	2,5	112	47	302,31	16,5	112
10	48,21	2,5	112	29	177,71	4,9	112	48	304,81	2,5	112
11	64,71	16,5	112	30	180,21	2,5	112	49	309,71	4,9	112
12	67,21	2,5	112	31	196,71	16,5	112	50	312,21	2,5	112
13	72,11	4,9	112	32	199,21	2,5	112	51	328,71	16,5	112
14	74,61	2,5	112	33	204,11	4,9	112	52	331,21	2,5	112
15	91,11	16,5	112	34	206,61	2,5	112	53	336,06	4,85	195
16	93,61	2,5	112	35	223,11	16,5	112	54	339,06	3	195
17	98,51	4,9	112	36	225,61	2,5	112	55	347,52	8,46	195
18	101,01	2,5	112	37	230,51	4,9	112	56	350,52	3	195
19	117,51	16,5	112	38	233,01	2,5	112				

## 4. TALGO

Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)
1	0	-	170	15	146,355	13,14	170	29	249,115	13,14	170
2	2,65	2,65	170	16	155,325	8,97	170	30	262,255	13,14	170
3	11	8,35	170	17	160,8	5,475	170	31	275,395	13,14	170
4	13,65	2,65	170	18	163,45	2,65	170	32	288,535	13,14	170
5	19,125	5,475	170	19	171,8	8,35	170	33	301,675	13,14	170
6	28,095	8,97	170	20	174,45	2,65	170	34	314,815	13,14	170
7	41,235	13,14	170	21	181,6	7,15	170	35	327,955	13,14	170
8	54,375	13,14	170	22	184,25	2,65	170	36	336,925	8,97	170
9	67,515	13,14	170	23	192,6	8,35	170	37	342,4	5,475	170
10	80,655	13,14	170	24	195,25	2,65	170	38	345,05	2,65	170
11	93,795	13,14	170	25	200,725	5,475	170	39	353,4	8,35	170
12	106,935	13,14	170	26	209,695	8,97	170	40	356,05	2,65	170
13	120,075	13,14	170	27	222,835	13,14	170				
14	133,215	13,14	170	28	235,975	13,14	170				

## 5. TGV

Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)
1	0	-	170	21	169,875	15,7	170	41	313,965	15,7	170
2	3	3	170	22	172,875	3	170	42	316,965	3	170
3	14	11	170	23	188,575	15,7	170	43	332,665	15,7	170
4	17	3	170	24	191,575	3	170	44	335,665	3	170
5	20,275	3,275	163	25	207,275	15,7	163	45	351,365	15,7	170
6	23,275	3	163	26	210,275	3	163	46	354,365	3	170
7	38,975	15,7	170	27	213,55	3,275	170	47	370,065	15,7	170
8	41,975	3	170	28	216,55	3	170	48	373,065	3	170
9	57,675	15,7	170	29	227,55	11	170	49	388,765	15,7	170
10	60,675	3	170	30	230,55	3	170	50	391,765	3	170
11	76,375	15,7	170	31	237,59	7,04	170	51	407,465	15,7	170
12	79,375	3	170	32	240,59	3	170	52	410,465	3	170
13	95,075	15,7	170	33	251,59	11	170	53	426,165	15,7	170
14	98,075	3	170	34	254,59	3	170	54	429,165	3	170
15	113,775	15,7	170	35	257,865	3,275	163	55	444,865	15,7	163
16	116,775	3	170	36	260,865	3	163	56	447,865	3	163
17	132,475	15,7	170	37	276,565	15,7	170	57	451,14	3,275	170
18	135,475	3	170	38	279,565	3	170	58	454,14	3	170
19	151,175	15,7	170	39	295,265	15,7	170	59	465,14	11	170
20	154,175	3	170	40	298,265	3	170	60	468,14	3	170

## 6. THALYS

Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)
1	0	-	170	19	151,175	15,7	170	37	276,565	15,7	170
2	3	3	170	20	154,175	3	170	38	279,565	3	170
3	14	11	170	21	169,875	15,7	163	39	295,265	15,7	170
4	17	3	170	22	172,875	3	163	40	298,265	3	170
5	20,275	3,275	163	23	176,15	3,275	170	41	313,965	15,7	170
6	23,275	3	163	24	179,15	3	170	42	316,965	3	170
7	38,975	15,7	170	25	190,15	11	170	43	332,665	15,7	170
8	41,975	3	170	26	193,15	3	170	44	335,665	3	170
9	57,675	15,7	170	27	200,19	7,04	170	45	351,365	15,7	170
10	60,675	3	170	28	203,19	3	170	46	354,365	3	170
11	76,375	15,7	170	29	214,19	11	170	47	370,065	15,7	163
12	79,375	3	170	30	217,19	3	170	48	373,065	3	163
13	95,075	15,7	170	31	220,465	3,275	163	49	376,34	3,275	170
14	98,075	3	170	32	223,465	3	163	50	379,34	3	170
15	113,775	15,7	170	33	239,165	15,7	170	51	390,34	11	170
16	116,775	3	170	34	242,165	3	170	52	393,34	3	170
17	132,475	15,7	170	35	257,865	15,7	170				
18	135,475	3	170	36	260,865	3	170				



## 7. VIRGIN

Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)
1	0	-	170	16	91,4	17	170	31	184,3	14,3	170
2	2,7	2,7	170	17	95,6	4,2	170	32	187	2,7	170
3	17	14,3	170	18	98,3	2,7	170	33	191,2	4,2	170
4	19,7	2,7	170	19	112,6	14,3	170	34	193,9	2,7	170
5	23,9	4,2	170	20	115,3	2,7	170	35	208,2	14,3	170
6	26,6	2,7	170	21	119,5	4,2	170	36	210,9	2,7	170
7	40,9	14,3	170	22	122,2	2,7	170	37	215,1	4,2	170
8	43,6	2,7	170	23	136,5	14,3	170	38	217,8	2,7	170
9	47,8	4,2	170	24	139,2	2,7	170	39	232,1	14,3	170
10	50,5	2,7	170	25	143,4	4,2	170	40	234,8	2,7	170
11	64,8	14,3	170	26	146,1	2,7	170	41	239	4,2	170
12	67,5	2,7	170	27	160,4	14,3	170	42	241,7	2,7	170
13	71,7	4,2	170	28	163,1	2,7	170	43	256	14,3	170
14	74,4	2,7	170	29	167,3	4,2	170	44	258,7	2,7	170
15	88,7	14,3	170	30	170	2,7	170				

## 8. ALFA-PENDULAR

Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)	Eixo	D <sub>t</sub> (m)	D <sub>i</sub> (m)	P (kN)
1	0	-	132,8	9	51,8	4,2	132,8	17	103,6	4,2	132,8
2	2,7	2,7	132,8	10	54,5	2,7	132,8	18	106,3	2,7	132,8
3	19	16,3	132,8	11	70,8	16,3	132,8	19	122,6	16,3	132,8
4	21,7	2,7	132,8	12	73,5	2,7	132,8	20	125,3	2,7	132,8
5	25,9	4,2	132,8	13	77,7	4,2	132,8	21	129,5	4,2	132,8
6	28,6	2,7	132,8	14	80,4	2,7	132,8	22	132,2	2,7	132,8
7	44,9	16,3	132,8	15	96,7	16,3	132,8	23	148,5	16,3	132,8
8	47,6	2,7	132,8	16	99,4	2,7	132,8	24	151,2	2,7	132,8