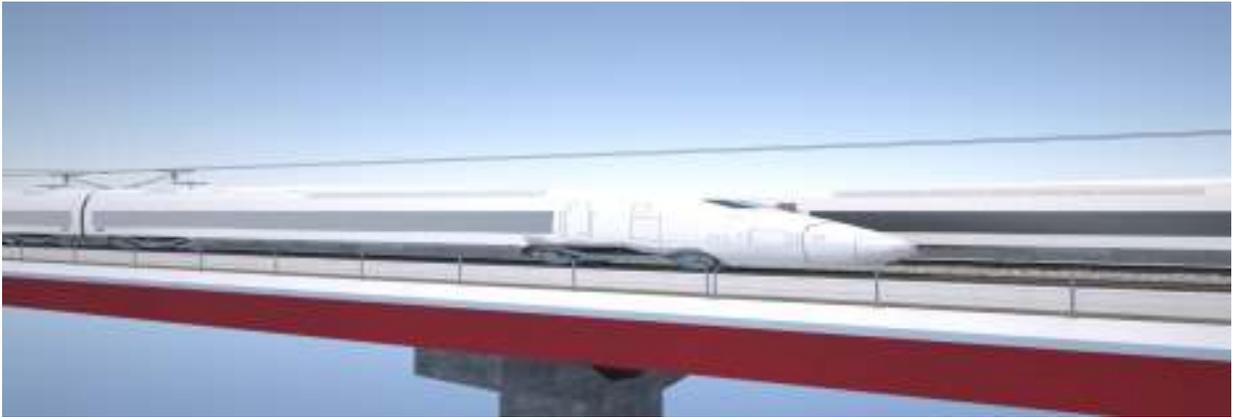




INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa



Tabuleiros em duplo caixão misto aço-betão para linhas ferroviárias de alta velocidade. Estudo do comportamento dinâmico sob acções de tráfego.

Francisco Fagulha Tolentino

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Júri

Orientador: Prof. António Reis
Presidente: Prof. Fernando Simões
Vogal: Prof. Luís Guerreiro

Dezembro 2011

RESUMO

O principal objectivo desta dissertação é estudar uma solução construtiva alternativa às pontes ferroviárias de alta velocidade tradicionais (caixão de betão pré-esforçado), tendo principal incidência na análise do comportamento dinâmico.

Este estudo envolveu uma sistematização dos principais aspectos regulamentares a ter em conta no dimensionamento de pontes ferroviárias, nomeadamente no que se refere à quantificação das acções relacionadas com o tráfego e dos efeitos dinâmicos associados, às verificações a efectuar tendo em conta os aspectos relacionados com a segurança estrutural (amplificações dinâmicas), com a segurança da via e com o conforto dos passageiros.

De entre as metodologias de análise numérica foram descritas muito sucintamente as metodologias com interacção ponte-comboio e sem interacção ponte-comboio. Para esta última foi descrita a sua forma de implementação e validação no programa de cálculo comercial SAP2000.

Na principal aplicação da presente dissertação, foi efectuado o estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária com dupla acção mista, tratando-se de uma ponte constituída por dois caixões metálicos, uma laje de betão superior e laje inferior na zona dos apoios.

As análises dinâmicas foram efectuadas para a passagem de diversos comboios em circulação na rede europeia de alta velocidade e dos comboios referentes ao High Speed Load Model A (HSLM-A). A resposta da ponte foi avaliada em termos da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros.

Palavras chave: Dinâmica de pontes ferroviárias, alta velocidade, resposta dinâmica.

ABSTRACT

The main objective of this dissertation is to study an alternative constructive solution to the traditional high speed rail bridges (prestressed concrete), with main focus on the analysis of dynamic behavior.

This study involved a systematization of the main regulatory aspects to be considered in the design of railway bridges, in particular as regards the quantification of actions related to traffic and the associated dynamic effects, the checks to be made taking into account the aspects related to structural safety (dynamic amplifications), with the road safety and passenger comfort.

For the methodologies for dynamic analysis of train-bridge system has been presented by way of example methods of numerical analysis, simplified and empirical. Among the methods of numerical analysis methods have been described for no train-bridge interaction. For that was described as its implementation and validation in commercial software SAP2000 v14.2.

In the main application of this dissertation was carried out to study the dynamic behavior of a railway bridge into the European TGV, it's a composite bridge, under the action of high speed rail traffic. The dynamic tests were made for the passage of several trains in circulation into the European high-speed trains for the High Speed Load Model A (HSLM-A). The response of the bridge was assessed in terms of structural safety, the safety of track and passenger comfort.

The nature and relevance of dynamic effects in railway bridges is discussed, particularly with respect to high-speed traffic actions. The impact phenomenon due to a moving load and the resonance for a train of loads is discussed. Following the available methods for dynamic analysis are discussed, including their consideration in the current engineering codes. Next some basic concepts which condition the dynamic response are discussed, including those resulting from the different types of trains as well as those related to the bridges themselves. Finally some representative applications to practical design situations are presented and discussed.

KEYWORDS: Dynamics of railway bridges, high-speed railways, dynamic signature.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos a todos os que contribuíram para a realização desta dissertação, nomeadamente:

- Ao Professor António Reis, meu orientador, pelo acompanhamento prestado ao longo do trabalho.
- Ao meu amigo e colega Sérgio Ferreira pela ajuda e pela cedência de alguns elementos que permitiram complementar este trabalho de uma forma mais rica, nomeadamente na análise estática.
- Ao Professor Rui Salvador que se mostrou sempre disponível.
- Ao Professor Luís Guerreiro que se mostrou sempre disponível.
- Ao Professor Oliveira Pedro que é incansável e está sempre disponível para ajudar qualquer aluno.
- Aos meus amigos pelo incentivo e por todos os bons momentos.
- Aos meus pais e pelo apoio, compreensão e carinho permanentes.

INDICE

RESUMO.....	i
ABSTRACT	iii
AGRADECIMENTOS	v
Indice	vii
Índice de Figuras	xi
Índice de Gráficos.....	xiii
Indice de Tabelas.....	xiv
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objectivos e conteúdo da tese	2
1.3 Redes ferroviárias de alta velocidade	3
1.4 Utilização de tabuleiros mistos em obras de arte	7
1.4.1 Aspectos gerais de utilização de tabuleiros mistos em viadutos de alta velocidade.....	7
1.5 Quantidades de aço num tabuleiro misto	13
CAPÍTULO 2 - MODELOS E MÉTODOS DE CÁLCULO DINÂMICO DE PONTES FERROVIÁRIAS	15
2.1 Introdução	15
2.1 Fenómeno de Ressonância.....	16
2.2 Método de integração directa no tempo	19
2.3 Método de cálculo para pontes hiperstáticas	20
2.4 Métodos numéricos para interacção Veículo-Estrutura	23
2.5 Efeito via balastrada	25
CAPÍTULO 3 - ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS	27
3.1 Introdução	27
3.2 Acções verticais	29
3.2.1 Efeitos estáticos	29
3.2.2 Modelo de carga 71.....	29
3.2.3 Modelos de carga SW/0 e SW/2.....	30
3.2.4 Modelo do comboio sem carga (“unloaded train”).....	31
3.2.4.1 Distribuição das cargas pelos carris, travessas e balastro	31
3.3 Efeitos dinâmicos	32
3.3.1 Factor dinâmico Φ	32
3.3.2 Verificação da necessidade de realização de uma análise dinâmica	34
3.3.3 Requisitos para a realização de uma análise dinâmica	36
3.3.3.1 Modelos de carga para comboios reais.....	36

3.3.3.2	Modelos de carga HSLM.....	38
3.3.3.3	Gama de velocidades	40
3.3.3.4	Parâmetros relativos à ponte	41
3.4	ACÇÕES HORIZONTAIS.....	44
3.4.1	Força centrífuga	44
3.4.2	Força de lacete	44
3.4.3	Forças de arranque e frenagem	44
3.5	DISPOSIÇÃO, GRUPOS E COMBINAÇÕES DE ACÇÕES.....	45
3.5.1	Disposição das acções	45
3.5.2	Grupos de acções	46
3.6	Combinações de acções	47
3.6.1	Valores dos Coeficientes ψ	48
3.1	Critérios de verificações de segurança	49
3.1.1	Combinação para estado limite último	49
3.1.2	Combinação de serviço	50
3.1.3	Critérios relativos à segurança estrutural	50
3.1.4	Critérios relativos à segurança da via	52
3.1.4.1	Aceleração vertical do tabuleiro.....	52
3.1.4.2	Torção do tabuleiro.....	52
3.1.4.3	Deformação vertical do tabuleiro.....	53
3.1.5	Critérios relativos ao conforto dos passageiros	54
3.2	INTERACÇÃO VIA-ESTRUTURA.....	56
3.2.1	Interacção via estrutura metodologias de cálculo dinâmico	56

CAPÍTULO 4 - ANÁLISE DO TABULEIRO DE UM VIADUTO PARA UMA LINHA DE ALTA VELOCIDADE..... 58

4.1	Pré-Dimensionamento da Solução	58
4.2	Descrição geral do viaduto.....	60
4.2.1	Geometria	60
4.2.2	Materiais	61
4.2.2.1	Aço Estrutural.....	61
4.2.2.2	Betão estrutural	62
4.2.2.3	Armaduras ordinárias.....	64
4.2.3	Acções	64
4.2.3.1	Acções Permanentes	64
4.2.3.2	Acções Variáveis	66
4.3	Metodologia Evolutiva	68
4.3.1	Faseamento construtivo	68
4.3.2	Apresentação de resultados.....	69
4.3.2.1	Considerações de cálculo	69
4.3.2.2	Verificação de tensões em serviço	69
4.3.2.3	Cálculo esforço resistente plástico.....	76

CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DETERMINÍSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO 80

5.1	INTRODUÇÃO	80
5.2	COMPARAÇÃO DOS MODELOS.....	81

5.2.1	Introdução.....	81
5.2.2	Modelação com elementos finitos de casca – Modelo Shell	81
5.2.2.1	Análise estática.....	82
5.2.2.2	Análise modal	83
5.2.2.3	Análise comparativa de deslocamentos.....	84
5.2.3	Modelação com elementos finitos de frame	85
5.2.3.1	Análise estática.....	86
5.2.3.2	Análise modal	88
5.3	Análise dinâmica.....	91
5.3.1	Considerações iniciais	91
5.3.2	Metodologia de cálculo.....	92
5.3.3	Cálculo factor dinâmico	93
5.3.4	Análise dinâmica não fissurada.....	96
5.3.4.1	Aceleração vertical do tabuleiro	96
5.3.4.2	Deslocamento vertical do tabuleiro	97
5.3.5	Análise dinâmica fissurada.....	98
5.3.5.1	Aceleração vertical do tabuleiro	98
5.3.5.2	Fenómenos de ressonância.....	102
5.4	Resumo e discussão dos resultados	103

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES..... 107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Eixos previstos no âmbito do projecto de Alta Velocidade ferroviária em Portugal [9].	5
Figura 2 – Resumo eixos previsto [9].	6
Figura 3 – Relação preço/duração viagem [9].	6
Figura 4 – Processo de planeamento de uma obra de arte.	8
Figura 5 - Viaduto hammerbrücke na LAV entre Liège e a fronteira alemã [1].	9
Figura 6 – Solução Bowstring (Rio Sado, Alcácer do Sal) [13]	9
Figura 7 – Montagem do tabuleiro misto bi-viga (Viaduto Norte, Alcácer do Sal) [13]	10
Figura 8 - Ponte Hollandsch Diep na linha Roterdão [1]	10
Figura 9 - Montagem de um tabuleiro constituído duas vigas caixão pré-fabricadas [1]	11
Figura 10 - Montagem das aduelas em caixão no viaduto de Avignon a linha TGV Méditerranée [1]	11
Figura 11 – Secção tipo de caixões BAP prefabricados (Ponte Anguera). [1].	12
Figura 12 - Secção em estudo, dupla acção mista (secção de apoio).	13
Figura 13 – Influência do amortecimento no pico de acelerações [6]	16
Figura 14 – Influência do efeito dinâmico nos deslocamentos [8].	17
Figura 15 – Disposição de múltiplas cargas [8].	17
Figura 16 – Comparação análise dinâmica e estática [8]	18
Figura 17 – Deslocamentos em ressonância [8]	19
Figura 18 – Dois primeiros modos de vibração de um pórtico [10].	21
Figura 19 – Resposta a uma carga pontual.	22
Figura 20 – Resposta a um conjunto de cargas [7].	23
Figura 21 - Modelo de massa suspensa, (Yang, et al., 2004).	23
Figura 22 - Modelo dinâmico 2D de um veículo com massas suspensas segundo [5]	24
Figura 23 – representação simplificada da passagem de um comboio: definição geométricas de variáveis [7].	24
Figura 24 – Modelo LM71 [3]	29
Figura 25 – Modelo SW/0 e SW/2 [3].	30
Figura 26- Degradação das cargas na camada de balastro [11]	31
Figura 27 – Comprimento equivalente [EN1991-2].	33
Figura 28 - Verificação da necessidade de realização de uma análise dinâmica (adaptado) [3]	34
Figura 29 - Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do vão L (m) [3].	36
Figura 30 - Tipo A (ICE2)	37
Figura 31 - Tipo B (THALYS)	37
Figura 32 - Tipo C (EUROSTAR)	37
Figura 33 - Tipo D (ETR-Y)	37
Figura 34 - Tipo E (TGV)	37
Figura 35 - Tipo F (VIRGIN)	38
Figura 36 – Disposição de cargas HSLM-A [3].	39
Figura 37 – Disposição de cargas HSL-B [3]	39
Figura 38 - Gráfico para a determinação de N e d em função de L [3].	40
Figura 39 - – Influência da variação de rigidez na resposta dinâmica (GOICOLEA 2007) [8]	42
Figura 40 – Influência da variação de massa na resposta dinâmica (GOICOLEA 2007) [8]	43

Figura 41 - Definição da torção do tabuleiro [3]	53
Figura 42 – Rotações nos apoios [3]	53
Figura 43 - Os valores limite da relação L/δ [3]	55
Figura 44 – Amortecimento adicional [3]	56
Figura 45 – Laje superior e espaçamentos de vigas (distancias em metros)	58
Figura 46 – Perfil longitudinal do viaduto	60
Figura 47 – Secção transversal apoio e vão	61
Figura 48 – Dimensões da secção de vão e de apoio (distâncias em metros)	61
Figura 49 - Relação constitutiva do aço [8].	62
Figura 50 - Relação constitutiva do betão.	63
Figura 51 – Modelo para determinação do efeito da hiperestático da retracção.	66
Figura 52 – Diagramas de tensões temperatura diferencial	66
Figura 53- Faseamento construtivo lançamento/betonagem.....	68
Figura 54 – Secção Shell modelada em SAP2000	81
Figura 55 – Modelo shell	82
Figura 56 – Diagrama de momentos modelo Shell para caso de carga carga permanente.....	82
Figura 57 – Diagrama de momentos modelo Shell para caso de carga RCP	82
Figura 58 – Envoltente de momentos modelo Shell para caso de carga LM71 (viga carregada)	82
Figura 59 – Envoltente de momentos modelo Shell para caso de carga LM71 (viga não carregada)	83
Figura 60 – Envoltente de momentos modelo Shell para caso de carga SW2+LM71.....	83
Figura 61 - 3º modo de vibração	84
Figura 62 – Modo simétrico.....	84
Figura 63 – Secções apoio e vão efectuadas no section designer.....	85
Figura 64 – Ilustração modelo frame.....	86
Figura 65 - Diagrama de momentos Peso próprio.....	86
Figura 66 – Diagrama de momentos RCP	87
Figura 67 - Envoltente de momentos LM71 (viga não carregada).....	87
Figura 68 - Envoltente de momentos LM71 (viga carregada).....	87
Figura 69 – Envoltente de momentos LM71+SW/2	87
Figura 70 – Diagrama de momentos devido à temperatura diferencial positiva e negativa	88
Figura 71 – Envoltente M3 (combinação ELU).....	88
Figura 72 – Envoltente esforço transversal (combinação ELU)	88
Figura 73 – Principais modos de vibração modelo frame	89
Figura 74 – Viga equivalente	91
Figura 75 – Mapa de nós	93
Figura 76 - Deslocamento vertical máximo permitido para pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados e para um nível de conforto “muito bom”	104
Figura 77 - Representação do deslocamento vertical	106

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação entre a quantidade de aço estrutural em diversos tabuleiros mistos.	14
Gráfico 2 – Tensões ELU apoio	77
Gráfico 3 – Envolvente momentos HSLM e estáticos LM71.....	95
Gráfico 4 - Envolvente do esforço transversal HSLM e estático LM71	95
Gráfico 5 – Acelerações em função da velocidade para o tramo de extremidade (não fissurado)	96
Gráfico 6 – Acelerações no nó 61 (vão de extremidade)	97
Gráfico 7 – Deslocamentos máximos em função da velocidade (não fissurado).....	97
Gráfico 8 – Acelerações em função da velocidade para o tramo de extremidade (fissurado)	98
Gráfico 9 - Acelerações no nó 60 (vão de extremidade)	99
Gráfico 10 – Acelerações para diferentes modelos para o caso HSLM- A4 vão de extremidade (Nó 60)99	
Gráfico 11 - Acelerações em função da velocidade para o tramo de extremidade (inércia aumentada)	100
Gráfico 12 – Comboio HSLM-A10 tramo de extremidade (inércia aumentada)	101
Gráfico 13 – Verificação ciclos tramo de extremidade (inércia aumentada)	101
Gráfico 14 - Deslocamentos máximos em função da velocidade (inércia aumentada)	102
Gráfico 15 – Deslocamentos para LM71 e SW/2.....	105
Gráfico 16 – Deslocamento máximo HSLM-A8.....	105

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1- Valores característicos da carga vertical e dos parâmetros geométricos dos modelos SW/0 e SW/2	30
Tabela 2 – Características veículos reais	38
Tabela 3 - Modelo de cargas HSLM-A: Características dos comboios universais A1 a A10 [3]	39
Tabela 4 - Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B [3]	40
Tabela 5- Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) para efeitos de dimensionamento [3]	43
Tabela 6 - Número de vias a carregar para a verificação dos estados limites de deformação e vibração [3].....	46
Tabela 7 - Definição dos grupos de ações associadas a tráfego ferroviário [3].....	47
Tabela 8 - Valores dos coeficientes (ψ_i) para o dimensionamento de pontes ferroviárias [2].....	48
Tabela 9 – Continuação Valores dos coeficientes (ψ_i) [2].....	49
Tabela 10 - Valores dos coeficientes de segurança e de combinação	49
Tabela 11 - Limites de tensões nos materiais.....	50
Tabela 12 – Valores limite de desnível	53
Tabela 13 – Limites rotações (norma espanhola) [14]	54
Tabela 14 - Valores indicativos da aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto [3]	54
Tabela 15 - Dimensões das almas e respectiva esbelteza	59
Tabela 16 - Tensão de cedência f_y e tensão última à tracção f_u para aços laminados a quente	62
Tabela 17 – Características do betão.....	64
Tabela 18 - Características do Aço das Armadura	64
Tabela 19 - Peso próprio da secção apoio	64
Tabela 20 - Peso próprio da secção vão	65
Tabela 21 – Restantes caras permanentes.....	65
Tabela 22 – Características da secção Fase 1	70
Tabela 23 – Tensões Fase 1	70
Tabela 24 - Coeficiente de homogeneização para ações permanentes	70
Tabela 25 - Características da secção Fase 2	71
Tabela 26 - Tensões Fase 2	71
Tabela 27 - Coeficiente de homogeneização para ações permanentes	71
Tabela 28 - Características da secção Fase 3	71
Tabela 29 - Tensões Fase 3	72
Tabela 30 - Coeficiente de homogeneização para ações permanentes	72
Tabela 31 – Características da secção Fase 4	72
Tabela 32 - Tensões Fase 4	72
Tabela 33 - Coeficiente de homogeneização para ações rápidas.....	73
Tabela 34 - Características da secção Fase 5 (Não fissurada)	73
Tabela 35 - Tensões Fase 5	73
Tabela 36 - Coeficiente de homogeneização para ações rápidas.....	74
Tabela 37 - Características da secção Fase 6 (Não fissurada)	74
Tabela 38 – Tensões Fase 6	74
Tabela 39 – Tensões Fase 6	74

Tabela 40 - Características da secção Fase 6 e 7 (Fissurada).....	75
Tabela 41 - Tesões Fase 6 (Fissurada).....	75
Tabela 42 – Tensões Fase 6 (Fissurada).....	75
Tabela 43 – Verificação de tensões ELS.....	75
Tabela 44 - Valores dos coeficientes parciais dos materiais	76
Tabela 45 - Participação de massas nos modos	84
Tabela 46 – Análise comparativa de deslocamentos	85
Tabela 47 - Participação de massas nos modos (Não fissurado).....	89
Tabela 48 - Participação de massas nos modos (Fissurado).....	90
Tabela 49 - Participação de massas nos modos (Fissurado Inércia aumentada)	90
Tabela 50 – Cálculo factor dinâmico para momentos (Inércia alterada)	93
Tabela 51 – Cálculo factor dinâmico para esforço transversal (Inércia alterada).....	94
Tabela 52 - Acelerações verticais máximas do tabuleiro para os dez comboios HSLM-A.....	96
Tabela 53 - Acelerações verticais máximas do tabuleiro para os dez comboios HSLM-A (fissurado)	98
Tabela 55 – Valores de velocidades susceptíveis a ressonância (km/h).Para f0 igual a 3,066, 3,78 e 4,73 (Htz) respectivamente.	103
Tabela 57 – Quadro resumo rotações	106

SIMBOLOGIA

Siglas

AEIF Associação Europeia para a Interoperabilidade Ferroviária

DER Método da Decomposição da Excitação na Ressonância

EN Norma Europeia

ERRI European Rail Research Institute

HSL High Speed Line

HSLM High Speed Load Model

LIV; LIR Método da Linha de Influência Virtual ou Método da Linha de Influência Residual

LM71 Load Model 71, forças representativas dos efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal

MS Massas Suspensas

NM Método de Newmark

RT Real Trains

SNCF Société Nationale de Chemins de Fer

SW/0 Carga modelo das forças verticais representativas dos efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal em pontes contínuas

SW/2 Carga modelo das forças verticais representativas dos efeitos estáticos do tráfego ferroviário pesado

TGV Train à Grande Vitesse, comboio de alta velocidade que circula na França

Matrizes e vectores

C Matriz de amortecimento

I Matriz identidade

K Matriz de rigidez

M	Matriz de massa
ϕ	Matriz modal normalizada
$q(t)$	Vector de deslocamentos em função do tempo, em coordenadas generalizadas
u	Vector de deslocamentos em função do tempo
\dot{u}	Vector de velocidades em função do tempo
\ddot{u}	Vector de acelerações em função do tempo
$F(t)$	Vector de forças exteriores aplicadas em função do tempo

Letras gregas

α	Coeficiente de carregamento
β	Parâmetro de integração
γ	Parâmetro de integração
δ	Flecha vertical
ζ	Coeficiente de amortecimento, ou Limite inferior de percentagem de amortecimento crítico
ζ_n	Coeficiente de amortecimento do modo n
$\Delta\zeta$	Amortecimento adicional
v	Máxima velocidade nominal
φ''	Incremento dinâmico devido às irregularidades da via
φ'_{dyn}	Incremento dinâmico de amplificação
Φ	Coeficiente dinâmico para os modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2
Φ_2	Coeficiente dinâmico para os modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2, para vias com manutenção cuidada
Φ_3	Coeficiente dinâmico para os modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2, para vias com manutenção normal
ω_n	Frequência própria angular do modo n

Letras latinas

D	Distância; Espaçamento entre eixos dos bogies
d_k	Comprimento característico de um comboio
E	Módulo de elasticidade
F	Força concentrada vertical
f_1	Primeira frequência própria de vibração
f	Frequência de vibração
L	Comprimento do vão
L_Φ	Comprimento determinante
M	Massa (genérica)
n_0	Frequência do primeiro modo natural de flexão da estrutura
n_T	Frequência do primeiro modo natural de torção da estrutura
N	Número de carruagens intermédias do modelo de carga HSLM-A, ou Número de cargas pontuais iguais do modelo de carga HSLM-B
P	Carga pontual por eixo do modelo de carga HSLM-A
Q_{vk}	Valor característico da carga vertical uniformemente distribuída
Q_{vk}	Valor característico da carga vertical (carga pontual)
u	Deslocamento (genérico)
y_{dyn}, y_{est}	Máxima resposta dinâmica e máxima resposta estática correspondente em qualquer ponto em particular

Capítulo 1 -INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Nos dias de hoje, em que a lógica de um mercado global se encontra cada vez mais enraizada na economia e sociedades europeias, torna-se fundamental a existência de infra-estruturas de transporte eficazes que permitam uma fácil e rápida movimentação de pessoas e bens.

O transporte ferroviário, em particular o de alta velocidade, pode assumir um papel fundamental neste contexto, contribuindo para os propósitos de integração e desenvolvimento sustentado dos países, quer em termos de crescimento económico, quer em termos do desenvolvimento social.

Este tipo de transporte apresenta algumas vantagens em relação a outros meios de transporte, nomeadamente o rodoviário e o aéreo. Essas vantagens estão relacionadas com os menores custos de transporte, com a redução de gastos energéticos, com as menores consequências em termos ambientais, devido às baixas emissões de gases nocivos para a atmosfera, e ao pequeno número de acidentes verificados.

A primeira linha de alta velocidade europeia foi construída em França, entre 1981 e 1983, unindo as cidades de Paris e Lyon numa extensão de 410 km, tendo sido concebida para uma velocidade máxima de circulação de 270 km/h. Desde então a rede não tem parado de se expandir, compreendendo actualmente países como a Alemanha, Itália, Espanha, Holanda, Bélgica e Reino Unido.

Os condicionalismos impostos aos traçados das linhas ferroviárias de alta velocidade originam o aparecimento de um número muito elevado de obras de arte, muitas delas de elevada extensão.

Apesar da grande diversidade existente de tabuleiros das pontes ferroviárias para alta velocidade, alguns dos países com larga experiência neste tipo de pontes têm optado maioritariamente pela solução de tabuleiro recorrendo a vigas caixão, devido não só ao excelente aproveitamento de material, mas também porque este tipo de secção apresenta elevada resistência e rigidez à flexão e torção, aspectos muito importantes para o bom desempenho estrutural deste tipo de soluções.

Neste contexto, este trabalho será direccionado no sentido de estudar uma alternativa viável e competitiva às tradicionais pontes em betão pre-esforçado. O principal enfoque irá para o estudo dinâmico á passagem tráfego ferroviário de alta velocidade com o propósito do estudo dos efeitos dinâmicos, com particular incidência nos fenómenos de ressonância que em estruturas metálicas muitas vezes se revelam condicionantes devido ao seu fraco amortecimento.

1.2 OBJECTIVOS E CONTEÚDO DA TESE

A escolha do tema da presente dissertação resultou do interesse em comparar o comportamento estrutural dos tabuleiros mistos aço-betão, particularmente das soluções com duplo caixão metálico, com as soluções tradicionais constituídas por uma laje de betão armado e duas vigas em caixão de betão armado pré-esforçado, aplicadas a pontes de pequeno vão.

As soluções mistas aço-betão têm-se revelado excelentes opções para pontes de médio e grande vão. Os métodos construtivos As vantagens da utilização do betão em relação ao aço, no que se refere aos custos de construção e manutenção começam a diluir-se nas vantagens inerentes ao uso do aço, nomeadamente

Analisa-se o comportamento estático e dinâmico e apresentam-se as vantagens e desvantagens deste tipo de solução.

Os procedimentos relacionados com a determinação dos efeitos dinâmicos em pontes inseridas em vias de alta velocidade sofreram recentemente grandes evoluções, tendo sido impulsionados em grande medida pelos trabalhos da comissão D124 do ERRI, cujas conclusões tiveram reflexos na actual regulamentação europeia sobre esta temática.

Um dos aspectos que pode condicionar o dimensionamento de uma ponte está relacionado com o conforto dos passageiros, o qual pode ser avaliado através da comparação dos valores das acelerações nas carruagens com os limites estabelecidos na EN 1990-A2. A determinação das acelerações em comboios reais e HSLM e sua variabilidade espacial ao longo de todos os tramos foi outro dos objectivos da elaboração desta dissertação.

1.3 REDES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE

O desenvolvimento e modernização da rede ferroviária nacional tem acompanhado, no essencial, o processo de litoralização de crescimento demográfico e da fixação de actividades económicas nas últimas décadas, verificando-se uma concentração de infra-estruturas na fachada atlântica e nas áreas Metropolitanas de Lisboa e do Porto.

Os Eixos Aveiro-Valença e Leiria-Setúbal reúnem 70% da população da fachada atlântica e 14% da população da Península Ibérica actual rede ferroviária caracteriza-se pela existência de dois tipos de bitola (distância entre carris medida em alinhamento recto): Ibérica (1.688 mm) e Métrica (1.000 mm). A Ibérica, característica das redes de Portugal e Espanha, constitui um dos principais obstáculos à interoperabilidade da rede ferroviária de ambos os países com a rede ferroviária da maioria dos países europeus, que dispõe da bitola europeia - UIC (1435 mm).

Aproximadamente 50% da rede está electrificada (1.436 Km) e tem instalados sistemas de segurança de circulação (Convel) e de controlo e comando de circulação (Rádio-Solo-Comboio). A quase totalidade da rede ferroviária nacional está apta para o transporte de mercadorias, quer nacional, quer internacional, serve as principais fronteiras com Espanha e quatro dos cinco portos principais (Leixões, Lisboa, Setúbal e Sines), tendo já sido iniciado o processo para a construção da ligação ao Porto de Aveiro, e apenas um dos portos secundários (Figueira da Foz). A rede ferroviária é complementada por um conjunto de terminais localizados ao longo do país, geridos maioritariamente pela CP, onde actualmente se desenvolvem as actividades de integração logística com operadores complementares, seja por via marítima ou rodoviária.

Desde o início da sua utilização o caminho-de-ferro impôs-se como um factor de desenvolvimento das sociedades, constituindo uma das principais formas de transporte de passageiros e de mercadorias, rivalizando com outros meios de transporte que foram surgindo ao longo do tempo.

O transporte ferroviário apresenta algumas características que nos dias de hoje se revelam cada vez de maior importância, podendo apresentar, face ao transporte rodoviário ou aéreo, vantagens económicas, ambientais, energéticas e de ocupação do solo que o colocam como uma aposta fundamental no desenvolvimento sustentado das infra-estruturas de transportes da actualidade.

Devido ao desenvolvimento tecnológico, dos meios de construção e de exploração das vias ferroviárias, e como resposta a evolução e aumento das necessidades, as velocidades de circulação tem sido gradualmente aumentadas, tendo surgido um novo conceito de circulação – as redes ferroviárias de alta velocidade.

Recorrendo a reputadas entidades nacionais e internacionais, como universidades, consultoras, consultores e especialistas, foram desenvolvidos estudos que permitem ter uma vasta informação sobre os impactos que a construção e manutenção da Rede de Alta Velocidade terão no ambiente, na sociedade e na economia portuguesa.

Introdução

Emprego:

O investimento no Projecto RAV, como qualquer grande investimento, vai gerar um número significativo de novos empregos quer na sua fase de construção quer na fase de operação.

Para quantificar o nível de emprego que este investimento irá gerar, foram realizados vários estudos, sendo de destacar:

- O estudo realizado pelo Centro de Estudos Aplicados da Universidade Católica Portuguesa "Consequências Económicas do Investimento na Construção da Rede de Alta Velocidade" que avaliou o impacto no emprego do investimento na construção da RAV, foi concluído em Fevereiro de 2006.
- O estudo "Os Efeitos Fiscais do Investimento na RAV" realizado pelo Prof. Alfredo Marvão Pereira (Universidade da Virgínia, EUA) e pelo Prof. Jorge Miguel Andraz (Universidade do Algarve) o qual quantificou, num horizonte de 30 anos, os efeitos no trabalho permanente, foi concluído em Janeiro de 2008[9].

Impacte da Alta Velocidade no Turismo:

A análise efectuada ao sector turístico, com o acompanhamento da Confederação do Turismo Português, identificou as oportunidades decorrentes da entrada em funcionamento da rede de Alta Velocidade no nosso país, que deverá reflectir-se num aumento da atractividade de Portugal como destino e num aumento do número de turistas e excursionistas (em termos de mercado interno alargado, a Alta Velocidade poderá servir 58 milhões de consumidores ibéricos).

O estudo define também um conjunto de recomendações estratégicas para o desenvolvimento do sector turístico em Portugal, assentes na qualidade, competitividade e sustentabilidade da oferta. Um novo reposicionamento - quer dos agentes de turismo, quer do sector dos transportes - e uma forte estratégia de marketing revelam-se essenciais para potenciar as oportunidades criadas pela Alta Velocidade.

O "Estudo sobre o impacte do projecto de alta velocidade no sector do turismo em Portugal" foi realizado entre Junho e Dezembro de 2009, pela Deloitte Consultores, S.A., com o acompanhamento da Confederação do Turismo Português (CTP [9]).

De acordo com a RAVE, os principais objectivos da rede de Alta Velocidade ferroviária em Portugal são:

- Reforçar a integração de Portugal no espaço ibérico e europeu;
- Acelerar o desenvolvimento económico e tecnológico nacional e também a nível regional, potenciando a criação de emprego;
- Promover um sistema de transportes moderno, sustentável e eficiente;
- Aumentar a mobilidade e incrementar a competitividade dos sistemas portuários, aeroportuário e logístico;
- Contribuir para uma melhor distribuição modal, para passageiros e mercadorias, alterando a actual hegemonia rodoviária;
- Promover a Fachada Atlântica como eixo competitivo a escala europeia[9].

Introdução

Eixos previstos no âmbito do projecto de Alta Velocidade ferroviária em Portugal :

O eixo Lisboa-Porto será não só aquele com maior extensão no território nacional (297 km), mas também o que receberá um maior volume de investimento (4,5 mil milhões de euros). Quando concluído este eixo deverá dispor de 6 estações (Lisboa, Oeste, Leiria, Coimbra, Aveiro e Porto) e será percorrido em 1h15m (viagem directa).

As ligações entre Évora-Faro-Huelva e Aveiro-Salamanca encontram-se ainda em fase de estudo pelo que a informação disponível sobre estes eixos é ainda incipiente e, eventualmente, sujeita a alterações [9].

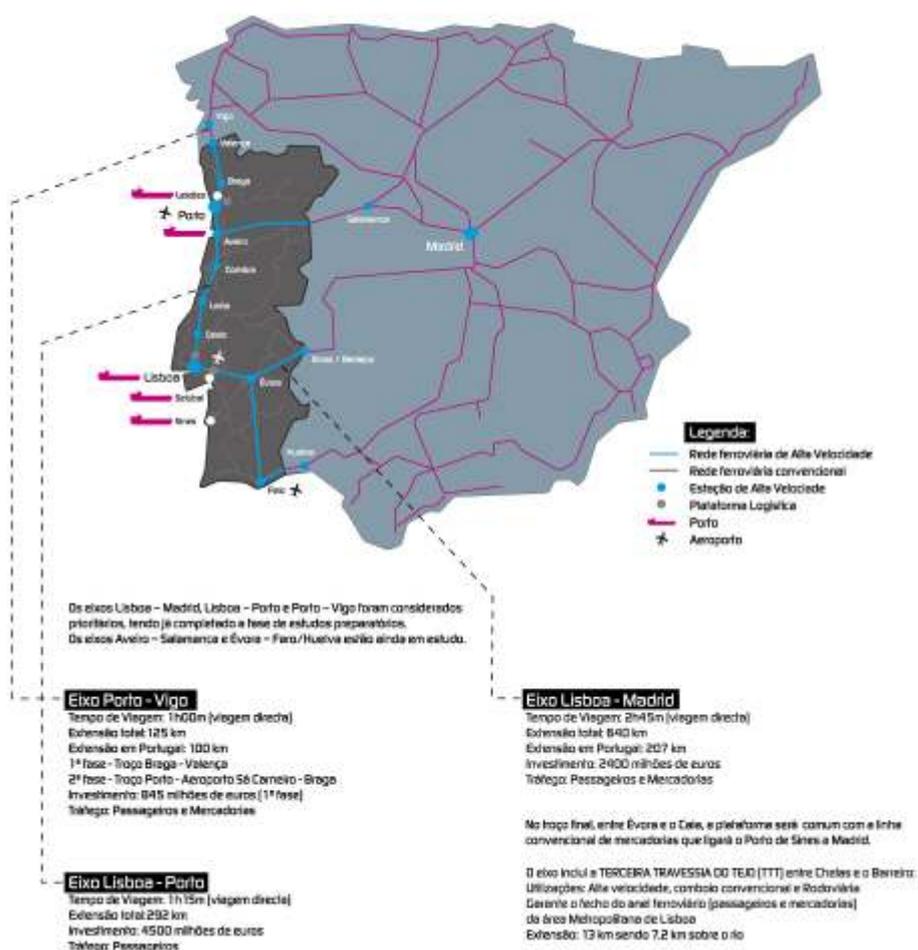


Figura 1 – Eixos previstos no âmbito do projecto de Alta Velocidade ferroviária em Portugal [9].

Introdução

	Lisboa-Porto	Lisboa-Madrid ¹	Porto-Vigo	Évora-Faro-Huelva	Aveiro-Salamanca
Tipo de tráfego	Passageiros	Misto	Misto	N.d.	Misto
Duração da viagem (directa)	1h15	2h45	1h00	N.d.	N.d.
Velocidade do projecto	300 km/h	350 km/h	250 km/h	N.d.	250 km/h
Extensão total	297 km	644 km	145 km (1.ª e 2.ª Fase)	N.d.	298 km
Extensão em Portugal	297 km	203 km (incluindo 13 km da TTT ²)	115 km (1ª e 2.ª Fase)	N.d.	N.d.
Investimento	4.500 M€	2.400 M€ (AV) + 240 M€ (convencional)	845 M€ (1ª Fase); 1.400 M€ (Total)	N.d.	2.290 M€
Estações	Lisboa, Oesle, Leiria, Coimbra, Aveiro e Porto	Lisboa, Évora, e Elvas/ ³ Badajoz (Caia)	Porto, Braga e Valença (1ª Fase)	N.d.	Viseu e Guarda (em estudo)
Início da exploração	2015	2013	2013 (1ª Fase)	N.d.	N.d.

¹ Alta Velocidade e linha convencional entre Évora e Caia, incluindo a Terceira Travessa sobre o Tejo (TTT);
² Terceira Travessa sobre o Tejo;
 N.d. – Não disponível;
 Fonte: MOPTC, RAVE, Análise: Deloitte

Figura 2 – Resumo eixos previsto [9].

Eixo Lisboa-Faro:

A comparação de preços e da duração das viagens para os modos de transporte considerados no eixo Lisboa-Faro, permite concluir que a Alta Velocidade é o segundo modo de transporte mais rápido, depois do avião. Contudo, é novamente necessário considerar os tempos de espera associados ao transporte aéreo anteriormente referidos [9].

No entanto, o preço da viagem em AV é amplamente inferior ao preço da viagem em avião o que é crítico na determinação do modo de transporte mais competitivo.

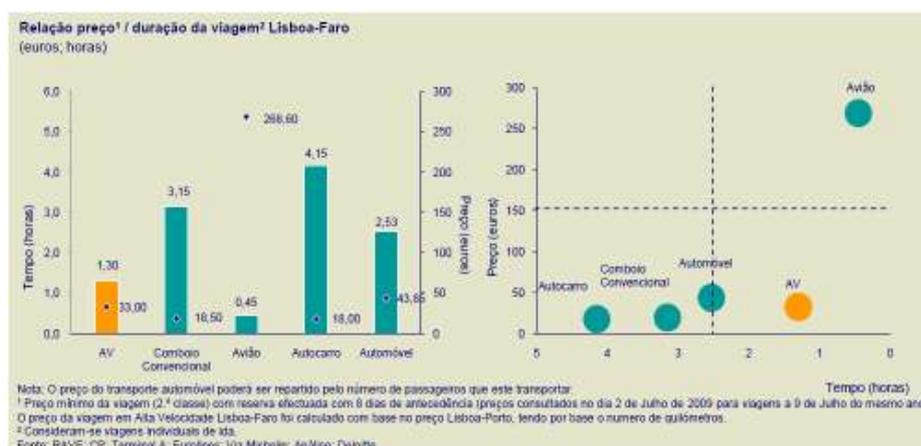


Figura 3 – Relação preço/duração viagem [9].

1.4 UTILIZAÇÃO DE TABULEIROS MISTOS EM OBRAS DE ARTE

1.4.1 Aspectos gerais de utilização de tabuleiros mistos em viadutos de alta velocidade

“A distribuição das zonas comprimidas ou traccionadas dentro de uma peça dada não é uma característica intrínseca desta, mas sim dos esforços que a solicitam.”

A evolução que se sentiu nos últimos anos em relação aos processos construtivos, veio abrir as portas a novas tecnologias que foram sendo implementadas e estudadas, de modo a otimizar o rendimento dos materiais utilizados. Exemplo disso foi o surgimento da soldadura e o aparecimento de teorias para o controlo de estruturas mistas (análise elasto - plástica, cálculo plástico das ligações, etc). Com esta evolução criou-se o conceito de “novo viaduto misto”, em que se joga com as diferentes tipologias de secção, reduzem-se o número de vigas, separam-se e criam-se vigas transversais, tudo com o objectivo de minimizar a quantidade de material e assim alcançar maiores vãos, com uma considerável redução materiais e consequentemente de custos.

Dentro deste conceito de estrutura mista, aquele que actualmente tem uma maior expansão em termos tecnológicos é o da combinação do aço com o betão. É incontestável que estes dois materiais em separado oferecem soluções em muito vantajosas para aquele que os utiliza. Assim, uma utilização conjunta, em que são aproveitados os benefícios de cada um deles e limitados os seus aspectos desfavoráveis, abre um caminho de grandes possibilidades para os projectistas.

Numa altura em que a realização deste tipo de obras depende grandemente dos custos que lhe estão associados, é gritante perceber qual a melhor solução em relação ao custo-benefício.

Existem inúmeras alternativas para a realização de obras de arte, e muitas das vezes a escolha não é uma decisão fácil pois todas elas têm vantagens e desvantagens. Torna-se então necessário chegar a um equilíbrio pesando todos os factores importantes.

Introdução

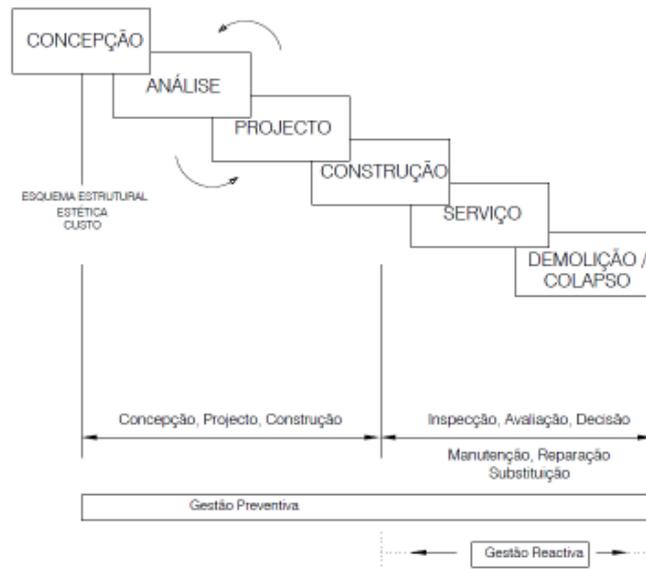


Figura 4 – Processo de planeamento de uma obra de arte

O levantamento das diferentes soluções estruturais utilizadas na construção de linhas ferroviárias de alta velocidade permitiu observar que países como a Espanha e Itália optaram, na maioria das suas obras de arte, por sistemas estruturais isostáticos, dando preferência à rapidez na execução das obras.

Em relação à secção transversal dos tabuleiros das linhas de alta velocidade, foram identificadas todas as tipologias normalmente utilizadas nas pontes ferroviárias convencionais, estando a escolha do material (betão, aço ou mistas aço-betão) associada à tradição de cada país, e a sua tipologia, relacionada com os vãos máximos dos tramos das referidas pontes.

Tabuleiros mistos são muito utilizados nas linhas de alta velocidade francesas, sendo normalmente constituídos por vigas principais metálicas e lajes em betão armado. A configuração e modelo estrutural podem variar consoante as necessidades estruturais e arquitectónicas.

Na Figura 5 estamos perante uma treliça espacial com recurso a secções tubulares em aço e uma laje superior de betão armado, que neste caso concreto vence vãos de 100 m.

Introdução



Figura 5 - Viaduto hammerbrücke na LAV entre Liège e a fronteira alemã [1].

Uma outra solução mais arrojada, quer do ponto de vista estético quer do ponto de vista estrutural, são as pontes mistas estilo Bowstring. Solução que foi implementada na Ponte sobre o Rio Sado com vão de 160m.

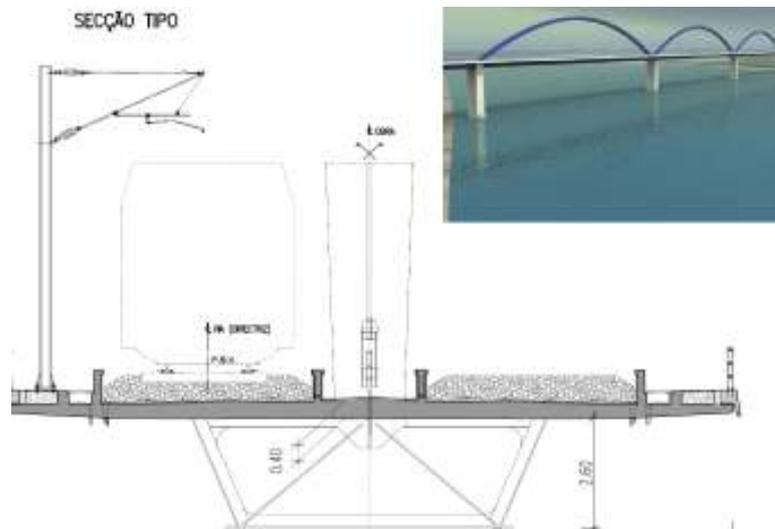


Figura 6 – Solução Bowstring (Rio Sado, Alcácer do Sal) [13]

Nos viadutos Norte e Sul da Ponte sobre o Sado utilizou-se uma secção bi-viga metálicas como mostra a Figura 7. Neste caso é perceptível a quantidade de diafragmas e reforços que são necessários para tornar este uma solução viável em termos estruturais. As soluções com vigas em I tem a característica, e os estudos revelam isso mesmo, de não demonstrarem um comportamento à torção muito eficaz, por essa razão tem de se recorrer à utilização dos diafragmas.

Introdução



Figura 7 – Montagem do tabuleiro misto bi-viga (Viaduto Norte, Alcácer do Sal) [13]

Como solução singular de tabuleiros mistos apresenta-se a ponte Hollandsch Diep (Figura 8), com um comprimento total de 1190 m, composta por múltiplos tramos contínuos. Esta ponte insere-se nos 16 km da LAV que liga Roterdão a Moerdijk. A secção transversal do tabuleiro foi construída através de aduelas metálicas em forma de caixão, superiormente solidarizadas por uma laje de betão armado.



Figura 8 - Ponte Hollandsch Diep na linha Roterdão [1]

A solução representada em seguida é a solução mais habitual nas vias ferroviárias, pois é um método sobejamente descortinado e conhecido pelos especialistas. Contudo para grandes vãos este método pode revelar-se pouco eficaz devido ao seu elevado peso. Já no que respeita às acções dinâmicas, esta solução, comparativamente a soluções metálicas e mistas tem um comportamento dinâmico muito mais controlável pois tem uma capacidade de amortecimento muito mais elevada.

Introdução



Figura 9 - Montagem de um tabuleiro constituído duas vigas caixão pré-fabricadas [1]

Para grandes vãos, uma das soluções mais utilizadas consiste na utilização de aduelas pré-fabricadas em betão armado em forma de caixão, que são posteriormente ligadas através de cabos de pré-esforço. A secção em forma de caixão, além de conduzir a um excelente aproveitamento de material, apresenta elevada resistência e rigidez à flexão e torção, características importantes no caso de pontes que servem de suporte a duas vias de circulação ferroviária. Estes factores fazem com que os tabuleiros constituídos por este tipo de secção sejam dos mais utilizados nas pontes ferroviárias de alta velocidade.



Figura 10 - Montagem das aduelas em caixão no viaduto de Avignon a linha TGV Mediterranée [1]

De entre as vantagens já nomeadas para a utilização de pontes metálicas e mistas, existem outros factores que devem entrar nos parâmetros de decisão, nomeadamente: Estéticos, funcionais ambientais, menos condicionamentos de execução, redução das acções sísmicas, redução em custo de pilares, fundações, apoios e aparelhos de dilatação de via para LAV e CV, tabuleiros largos e pontes

Introdução

curvas com maior facilidade de execução, melhoria do comportamento a fadiga, menores deformações.

Relativamente aos aspectos negativos desta solução, em relação a uma solução de tabuleiro misto convencional, é de referir o aumento do peso próprio da estrutura que poderá onerar os aparelhos de apoio, os pilares e as suas fundações. O custo total da solução poderá ser como outra possível importante desvantagem.

No entanto, deve ter-se em conta que se, por um lado, se regista um aumento de custos associado ao aumento da quantidade de betão utilizada, por outro, é de esperar uma redução associada à redução da quantidade de aço. Para além do facto de o saldo entre estas variações poder ser favorável ou desfavorável, surgem ainda outros factores, como a tecnologia de construção disponível, acessibilidade, condicionantes locais e outros, que em conjunto não permitem uma comparação generalizada dos custos totais, que só poderá ser feita caso a caso.

Como já referido anteriormente, esta (Figura 11) é uma secção muito utilizada em vias para tráfego ferroviário nas últimas décadas. Como referência e a título de exemplo, pode dizer-se que um caixão deste tipo tem um peso aproximado de 14 ton/m [1] e o caixão metálico em estudo neste trabalho tem um peso aproximado de 4 ton/m incluindo reforços. É notório o ganho em termos de massa, apesar do peso volúmico do betão ser um terço do do aço, isto deve-se ao facto do aço ter um elevado desempenho à compressão (quando impedido de encurvar) e tracção mesmo com espessuras reduzidas. O factor peso, em pontes mais longas torna-se um factor determinante pois, a secção só por si pode condicionar o dimensionamento.

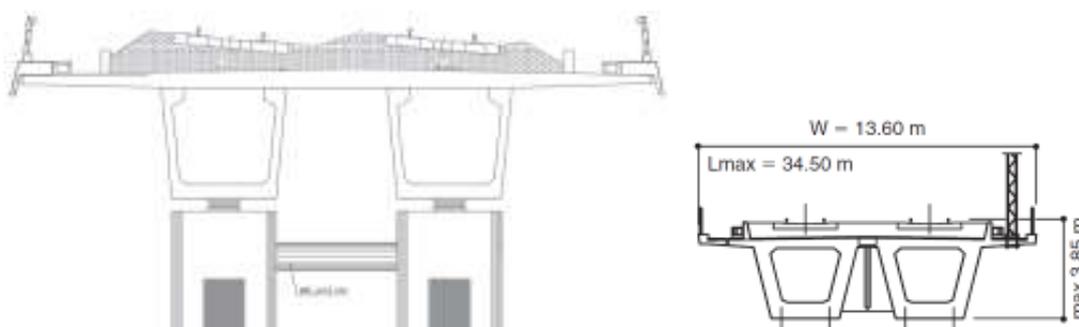


Figura 11 – Secção tipo de caixões BAP prefabricados (Ponte Anguera). [1]

A solução em estudo neste trabalho é uma solução relativamente recente, pois pretende combinar as melhores características do betão e do aço nas zonas mais críticas. Para isso optou-se por criar na zona de apoio uma secção com dupla acção mista, esta designação significa que a secção terá duas zonas com comportamento misto (aço-betão), o principal objectivo desta solução é reduzir as tensões no banzo inferior e naturalmente evitar fenómenos de encurvadura.

Introdução

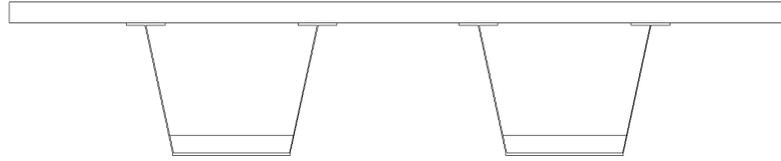


Figura 12 - Seção em estudo, dupla acção mista (secção de apoio).

1.5 QUANTIDADES DE AÇO NUM TABULEIRO MISTO

Com a experiência e a passagem dos anos, existe a tendência natural de otimizar ao máximo as técnicas de construção que se encontram menos exploradas. Alguns autores têm proposto fórmulas para estimar a quantidade de aço em diversas tipologias estruturais [12]. Apresentam-se em seguida expressões propostas para tabuleiros mistos do tipo bi-viga e em caixão e, para efeitos de comparação, uma expressão para tabuleiros metálicos com laje ortotrópica.

Para grandes vãos, estes tabuleiros integralmente metálicos são apontados como uma solução mais competitiva que os tabuleiros mistos, devido ao seu menor peso próprio, o que permite uma redução significativa na quantidade de aço empregue na estrutura resistente longitudinal. Todavia o consumo total de aço não tem, por vezes, uma redução significativa, devido à necessidade de reforços da chapa de aço superior, que constitui a plataforma rodoviária ou ferroviária.

- Tabuleiros com laje ortotrópica:

$$G_a = 200 + 0,13 \times x^{1,44} \quad 1.1$$

- Tabuleiros mistos bi-viga:

$$G_a = 100 + 0,105 \times x^{1,6} \quad 1.2$$

- Tabuleiros mistos em caixão:

$$G_a = 45 + 2,85 \times x \quad 1.3$$

Introdução

em que x é a dimensão do vão principal (m) em viga contínua ou 1,4L caso o tabuleiro for simplesmente apoiado ou contínuo de apenas dois vãos.

No gráfico seguinte estão representadas as funções anteriormente descritas.

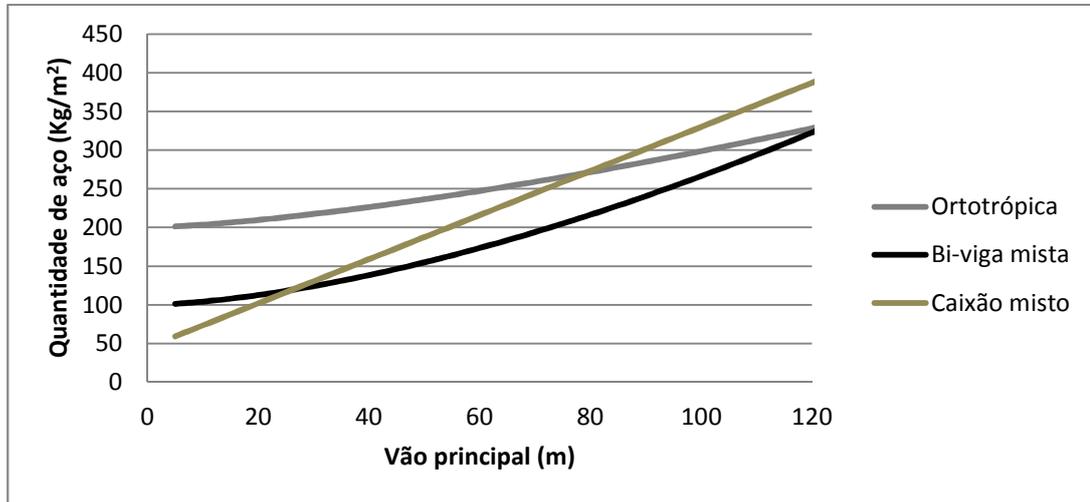


Gráfico 1 - Comparação entre a quantidade de aço estrutural em diversos tabuleiros mistos.

É importante referir que estes valores dizem respeito a secções com acção mista simples, que para secções com dupla acção mista naturalmente os valores da quantidade de aço tendem a diminuir, pois é exactamente esse o objecto deste tipo de estrutura.

Capítulo 2 - **MODELOS E MÉTODOS DE CÁLCULO DINÂMICO DE PONTES FERROVIÁRIAS**

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo poderia falar-se de inúmeros métodos e teorias de cálculo dinâmico. Contudo a grande maioria desses métodos são apenas aplicáveis a pontes isostáticas, troços simplesmente apoiados. Assim sendo, não fará muito sentido entrar em grande pormenor nos métodos de análise em causa, pois a ponte em estudo é uma ponte continua.

A análise da resposta dinâmica do sistema Ponte ou do sistema Veículo/Ponte pode ser efectuada recorrendo a diferentes técnicas desenvolvidas no domínio do tempo e ou no domínio da frequência. Nas investigações desenvolvidas para a análise da resposta de pontes ferroviárias quando sujeita à passagem do comboio, o domínio do tempo é a via mais utilizada e várias são as técnicas que neste domínio podem ser aplicadas. Deste modo, dependendo dos objectivos pretendidos, poder-se-ão utilizar técnicas: analíticas, numéricas de integração passo a passo do sistema de equações de equilíbrio do modelo de elementos finitos e as simplificadas.

As técnicas analíticas envolvem conhecimentos avançados em matemática e devido às suas complexas formulações permitem a aplicação a casos simples de vibrações de pontes, nomeadamente quando sujeitas a força rolante e força harmónica rolante, [6]. Este tipo de resolução foi utilizado no início do estudo do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias e tendo alguns investigadores desenvolvido formulações mais complicadas abrangendo por exemplo, situações em que o carácter da excitação é estocástico, e a consideração de modelos simplificados dinâmicos do veículo, sistemas de massas, mola e amortecedor com dois graus de liberdade, a rolar sobre a ponte com via-férrea implementada, [5].

Com o desenvolvimento dos elementos finitos, surgem diferentes métodos numéricos de Integração Directa e de Sobreposição Modal que permitem determinar a resposta, em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações, ao longo do tempo. Conforme o nome deles indica, os métodos de Integração directa são caracterizados pelo facto de a integração do sistema de equações de equilíbrio não ser precedida por qualquer transformação ao contrário do método de Sobreposição Modal. Estes métodos permitem determinar a resposta dinâmica de modelos de elementos finitos complexos, por exemplo, com elevado número de graus de liberdade e complicadas configurações, de ma forma relativamente rápida.

2.1 FENÓMENO DE RESSONÂNCIA

Ao contrário da aleatoriedade que caracteriza a passagem de veículos numa ponte rodoviária, a repetição de cargas igualmente induz uma regularidade na excitação.

O conceito de ressonância está intrinsecamente ligado a acções harmónicas. Consiste na condição do rácio de frequência ser igual à unidade, i.e., a frequência da acção aplicada iguala a frequência de vibração natural não amortecida da estrutura, situação para qual se dá a máxima resposta dinâmica para baixos valores de amortecimento (Figura 13). Para a condição anterior, o factor de amplificação é dado por:

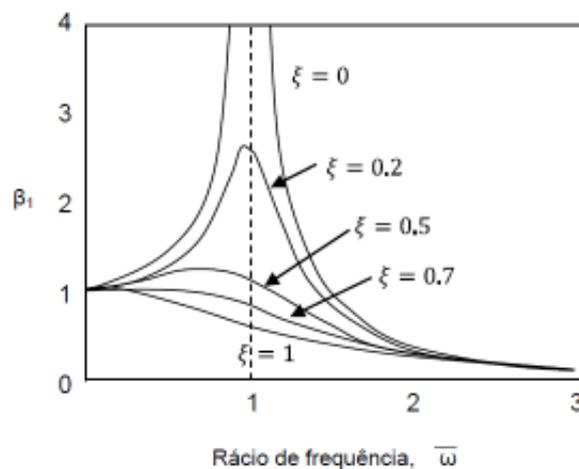


Figura 13 – Influência do amortecimento no pico de acelerações [6]

Como é de fácil compreensão se não existir amortecimento existiria um pico que resulta da amplificação dinâmica, que tenderia para o infinito.

As normas em vigor no presente para o cálculo de pontes ferroviárias têm em conta a resposta dinâmica através de um coeficiente de impacto, que representa o aumento da resposta dinâmica em relação à resposta estática para uma única carga móvel. O incremento dinâmico calcula-se com base num factor $\varphi'(v)$ que depende da velocidade e tem um valor máximo de 1,32 (sem considerar as irregularidades da via) [3]. O coeficiente de impacto final será mais a frente abordado e detalhado.

Exemplificando com uma carga pontual de 195KN, correspondente ao eixo do comboio (neste caso ICE2) que atravessa uma ponte isostática com um vão de 15m e velocidade constante.

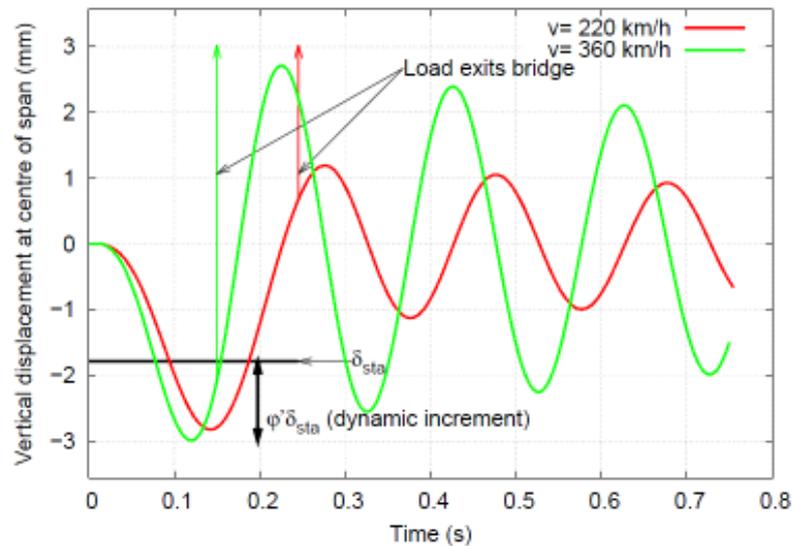


Figura 14 – Influência do efeito dinâmico nos deslocamentos [8]

$$M = 15 \text{ t/m} ; EI = 7694081 \text{ KN/m}^2 ; F_0 = 5 \text{ Hz} ; \xi = 2\%$$

$$\delta_{\text{est}} = PL^3 / (48EI) = 1,78 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{din}} = 3,00 \text{ mm}$$

$$\Phi_{\text{real}} = 1,69$$

No exemplo anterior comprova-se que a consideração do coeficiente de impacto é suficiente para ter em conta o efeito dinâmico de uma única carga móvel.

Consideremos agora o efeito de um comboio completo sobre a mesma ponte a 360 Km/h, incluindo, como termo de comparação, a resposta da ponte a um caso quase estático, ou seja sem considerar o efeito de vibração da ponte. É notório o incremento na resposta, pois como se percebe pela imagem o UIC71 cobre todos os valores registados pelos valores registados quer o caso quase estático que para o caso dinâmico.

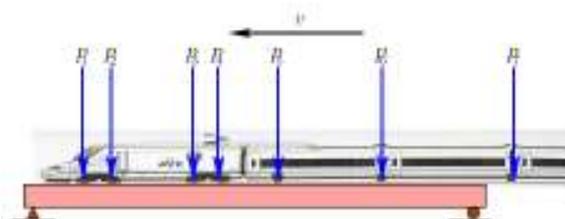


Figura 15 – Disposição de múltiplas cargas [8]

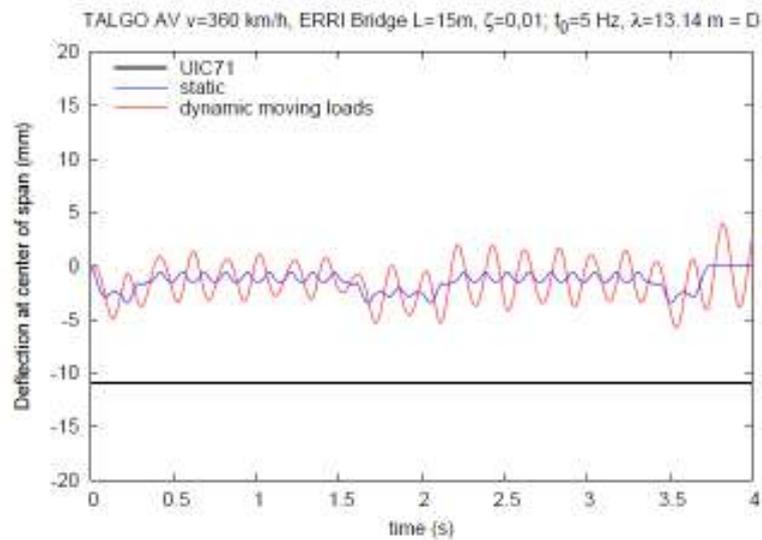


Figura 16 – Comparação análise dinâmica e estática [8]

Contudo se calcularmos os deslocamentos do comboio dinâmico à velocidade 236,5 Km/h obtém-se surpreendentemente o resultado da Figura 16. Comprova-se que neste caso o incremento dinâmico é muito maior devido aos efeitos de ressonância que faz com que a amplitude de oscilação cresça em cada ciclo. O preocupante neste caso é que os deslocamentos não são cobertos pelo caso UIC71.

A interpretação deste fenómeno ressonante é muito sensível: A frequência da aplicação das cargas cíclicas devidas aos eixos para $v=236,5$ Km/h, com o espaçamento entre cargas uniforme, $D_k=13,14$ m, es $f_p=v/D_k = 5$ Hz. A coincidência da frequência de excitação com a frequência fundamental da ponte determina a ressonância.

Outra maneira de interpretar a ressonância é mediante o comprimento de onda e excitação, $\lambda=v/f_0$. A ressonância pode produzir-se quando o comprimento característico D_k de separação dos eixos coincida com o múltiplo do comprimento de onda.

$$D_k=i.\lambda, \quad i=1,2,3\dots$$

Neste caso, para a $v=236,5$ Km/h resulta $\lambda=13,14$ m, a condição anterior verifica-se. Este exemplo serve para provar que o coeficiente dinâmico Φ não tem em conta a possibilidade de ressonância originada pela passagem cíclica de cargas. Contudo, a este respeito há que mencionar que as frequências de vibração e distância entre eixos em comboios reais só tiverem especial atenção com o aparecimento dos comboios de alta velocidade.

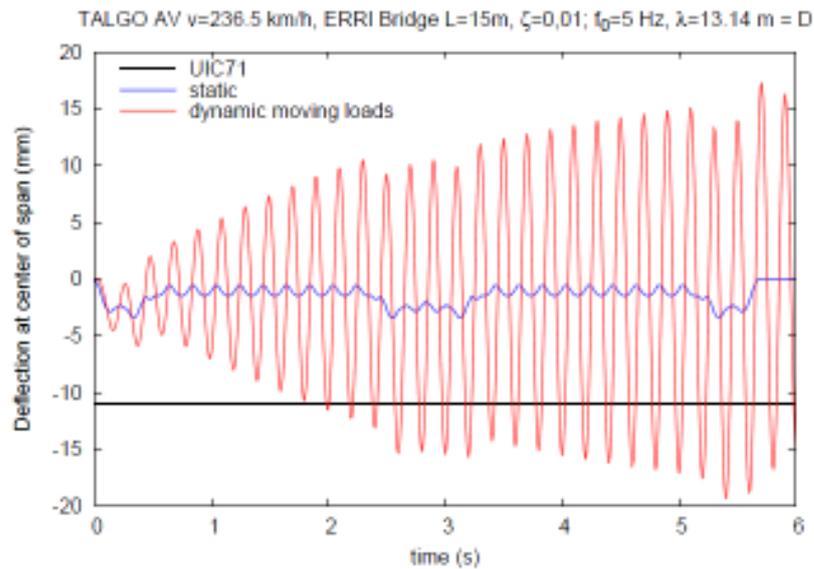


Figura 17 – Deslocamentos em ressonância [8]

2.2 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DIRECTA NO TEMPO

O procedimento geral de cálculo dinâmico baseia-se na integração no tempo de resposta para as cargas móveis representativas dos eixos do comboio. Este método serve tanto para situações de ressonância ou não, e é um modelo suficientemente aproximado para praticamente todos os casos.

A discretização linear do modelo da estrutura em elementos finitos ou outro método equivalente conduzem em geral a um sistema de equações diferenciais lineares do tipo:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \quad 2.1$$

sendo:

M matriz de massas

C matriz de amortecimento,

K matriz de rigidez

U vector de deslocamento, incógnita

f(t) vector de forças correspondente às cargas móveis em função do tempo.

$$C = a_0 M + a_1 K \quad 2.2$$

onde a_0 e a_1 são constantes de proporcionalidade e têm unidades de s^{-1} e s respectivamente. Estes coeficientes podem ser calculados resolvendo o seguinte sistema de duas equações [7]:

$$\begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & \omega_m \\ \omega_m & 1 \\ 1 & \omega_n \\ \omega_n & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} \quad 2.3$$

Resolvendo em função das variáveis a_0 e a_1 :

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & -\frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} \quad 2.4$$

sendo:

ω_n e ω_m frequências angulares dos modos de vibração n e m respectivamente;

ξ_n e ξ_m factores de amortecimento dos modos de vibração n e m respectivamente;

2.3 MÉTODO DE CÁLCULO PARA PONTES HIPERSTÁTICAS

Para estruturas mais complexas do tipo hiperstáticas não é possível em geral tirar resultados analíticos da mesma forma que se faz para as pontes isostáticas. Contudo neste tópico será exposto uma metodologia que serve para estruturas em pórtico e vigas contínuas de dois e três tramos [7].

Para pórticos rectangulares o procedimento é mais complexo que o caso de uma viga bi-apoiada. Por exemplo, na Figura 18 mostram-se os primeiros modos de vibração. A expressão da frequência própria correspondente ao primeiro modo é expressa através de um parâmetro b que se demonstra na equação seguinte:

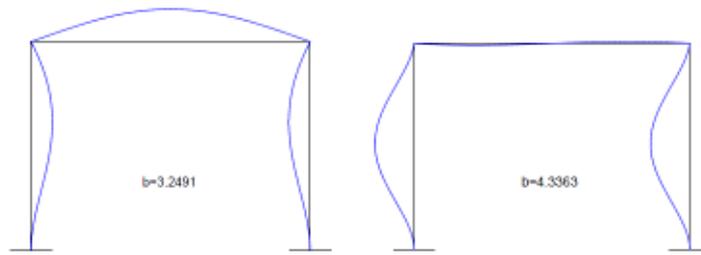


Figura 18 – Dois primeiro modos de vibração de um pórtico [10].

$$\omega_1 = \left(\frac{b}{l_d}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}_d}} \quad 2.5$$

onde

l_d

$E_d I_d$ são a rigidez de flexão

\bar{m}_d massa por unidade de comprimento

$$\frac{k_p(1 - \cos h(k_i b) \cos(k_i b))}{\cos h(k_i b) \operatorname{sen}(k_i b) - \operatorname{sen} h(k_i b) \cos(k_i b)} + \frac{1 - \cos h(b) \cos(b)}{(\cosh(b) + 1)\operatorname{sen}(b) - (\cos(b) + 1)\operatorname{senh}(b)} = 0 \quad 2.6$$

sendo

$$k_p = \sqrt[4]{\frac{\bar{m}_d I_d^3}{\bar{m}_d I_h^3}} \quad k_i = \frac{l_h}{l_d} \sqrt[4]{\frac{I_h \bar{m}_h}{I_d \bar{m}_d}} \quad 2.7$$

Uma vez que se conhecem os modos de vibração é necessário integrar as equações da dinâmica. Para isso, a solução base é a resposta de uma estrutura à solicitação de uma carga pontual (Figura 19). Tomando como exemplo uma viga contínua de comprimento l , sendo $\phi_i(x)$, M_i e ω_i a matriz modal normalizada, a massa modal, e a frequência própria do i -ésimo modo, respectivamente. A equação diferencial para uma carga pontual F que percorre a estrutura com velocidade constante v é:

$$M_i \ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i M_i \dot{y}_i + \omega_i^2 M_i y_i = F \langle \phi_i(vt) \rangle \quad 2.8$$

sendo y_i a amplitude do modo de vibração, ξ_i parcela de amortecimento crítico do modo i e $\phi_i(\bullet)$ uma notação com o seguinte significado:

$$\langle \phi_i(x) \rangle = \begin{cases} \phi(x) & \text{se } 0 < x < l \\ 0 & \text{noutro caso} \end{cases} \quad 2.9$$

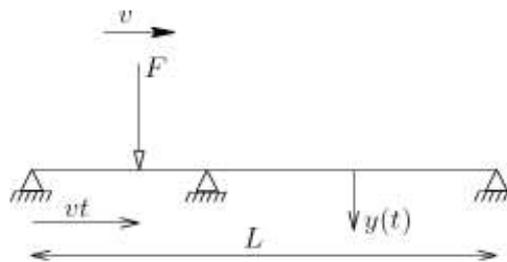


Figura 19 – Resposta a uma carga pontual

Uma vez que já se conhece a resposta a uma carga pontual, a resposta às diversas cargas de um comboio pode obter-se sobrepondo os efeitos de várias cargas pontuais F_k (Figura 20). A equação diferencial que corresponde ao modo i é neste caso:

$$M_i \ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i M_i \dot{y}_i + \omega_i^2 M_i y_i = \sum_{k=1}^n F_k \langle \phi_i(vt - d_k) \rangle \quad 2.10$$

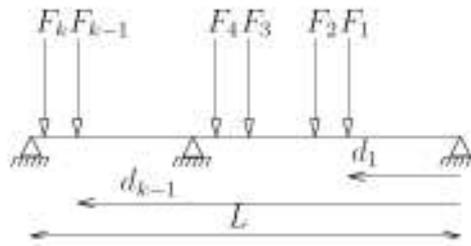


Figura 20 – Resposta a um conjunto de cargas [7]

2.4 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA INTERACÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

A interação veículo-estrutura tem sido objecto de diversos estudos por parte dos especialistas, pois esta interação não é de todo fácil de modelar nem quantificar devido às incertezas associadas.

A ideia primordial do desenvolvimento destes estudos é tornar o modelo de cálculo o mais realista possível e para isso (Figura 21) existe a necessidade de transformar o sistema de análise simples num sistema de análise mais complexo que tem em conta a rigidez das molas das suspensões do comboio.



Figura 21 - Modelo de massa suspensa, (Yang, et al., 2004)

Mais recentemente, foram apresentados modelos 2D e também 3D que simulam as propriedades de cada carruagem que constitui um comboio. No relatório ERRI D214/RP9 (1999a) [4] é definido um modelo 2D para modelar as carruagens do comboio como exemplificado na Figura 22. Nesse modelo a carruagem é modelada por um corpo rígido com a massa correspondente, ligado aos bogies através de suspensões secundárias. Os bogies, por sua vez, também são modelados por um corpo rígido com a massa correspondente e estão ligados às rodas (que podem ter massa não suspensa ou mesmo ser desprezada) através de suspensões primárias. Tanto as suspensões primárias como as suspensões secundárias são modeladas por um sistema em paralelo de mola-amortecedor.

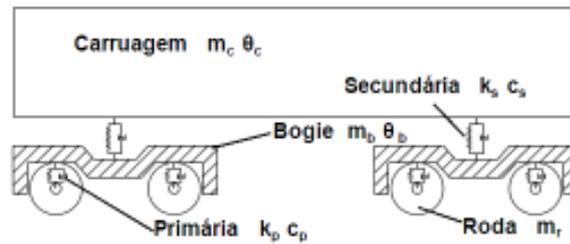


Figura 22 - Modelo dinâmico 2D de um veículo com massas suspensas segundo [5]

Modelo com interação:

Este modelo foi implementado no programa de cálculo Caldintav v.2.0. (Cálculo Dinâmico para trens de alta velocidade. Grupo de Mecânica Computacional) [7], programa esse que serviu de base para o desenvolvimento de diversas investigações feitas até ao dia de hoje. Considera-se um comboio de k cargas, representadas cada uma delas por um modelo simplificado de interação veículo estrutura (Figura 23).

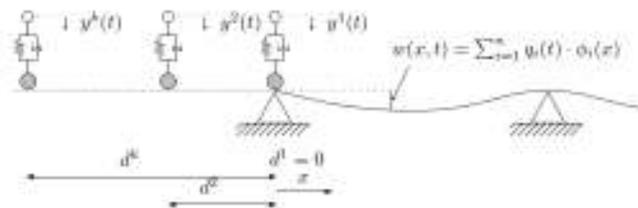


Figura 23 – representação simplificada da passagem de um comboio: definição geométricas de variáveis [7].

Ao considerar as diversas cargas dos eixos de um comboio, aumenta-se o número de equações diferenciais a resolver. Supondo um grupo k de cargas, há a necessidade de resolver um sistema n+k equações diferenciais. As equações correspondentes aos modos de vibração da ponte variam o termo de carga modal em cada instante, assim deve-se calcular que cargas se encontram sobre a deformada e o valor da amplitude correspondente à sua posição. Para o caso geral:

- Para cada modo de vibração (i=1...n):

$$M_i \ddot{q}_i + C_i \dot{q}_i + K_i q_i = \sum_{j=1}^k \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle (g m^j + m_a^j \ddot{y}^j) \quad 2.11$$

m^j massa suspensa e massa não suspensa (massa roda + massa bogie + massa carruagem)
 d_{rel}^j posição relativa do elemento j sobre a ponte

- Para cada elemento de integração (j=1...k)

$$m_a^j \ddot{y}^j + k^j \left[y^j - \sum_{i=1}^n q_i \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle \right] + c^j \left[\dot{y}^j - \sum_{i=1}^n \dot{q}_i \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle - \sum_{i=1}^n q_i v \langle \phi'_i(d_{rel}^j) \rangle \right] = 0 \quad 2.12$$

Às equações 2.11 e 2.12 aplicou-se a notação $\phi(\bullet)$, definida na equação 2.9.

tomando o instante t=0 e x=0 obtém-se:

$$d_{rel}^j = vt - d^j \quad 2.13$$

2.5 EFEITO VIA BALASTRADA

A escolha da tipologia para a realização da via-férrea nem sempre é fácil e depende de uma diversidade de factores, pelo que é importante conhecer quais as vantagens e desvantagens que cada escolha pode fornecer.

A principal diferença entre uma via balastrada e uma via não balastrada é o próprio balastro. O balastro tem como principal função a distribuição das cargas entre as travessas e a estrutura que o suporta e apresenta propriedades elásticas e propriedades plásticas que podem ser tanto vantajosas como prejudiciais para a estabilidade da via. A via não balastrada permite evitar as desvantagens de uma camada granular de balastro associadas à sua instabilidade e não requer uma manutenção regular. A via balastrada necessita de uma manutenção regular (com uma frequência de manutenção entre os 0.5 a 6 anos), podendo esta ser conflituosa no acto de intervenção devido ao aumento do tráfego ferroviário. Apesar da manutenção, a camada de balastro vai sofrendo fragmentação devido ao carregamento cíclico e que dependendo da intensidade do tráfego, pode apresentar uma vida útil na ordem dos 30 anos.

A camada de balastro apresenta uma resistência lateral limitada devido à sua fraca resistência ao corte e tracção, existindo por isso, maiores limitações na definição da geometria uma vez que a passagem dos comboios pode provocar o deslocamento lateral da camada de balastro e originar irregularidades de via. A via não balastrada como tem uma boa resistência lateral possibilita ainda maiores velocidades de circulação em curva.

A via balastrada apresenta vantagens associadas à facilidade de utilização e baixo custo de construção, ainda que a longo prazo apresente elevados custos de manutenção. Para que a sua construção seja

viável, requer-se a existência de material com as propriedades adequadas para que seja utilizado como balastro a uma distância tal que os custos de transporte não inviabilizem a escolha desta opção. A existência de uma camada granular permite que a via se adapte facilmente à geometria do percurso bem como a eventuais evoluções não controladas da estrutura que suporta a via como assentamentos a longo prazo, assentamentos diferenciais na zona dos encontros ou ainda mudanças da geometria do traçado. Numa via não balastrada tal adaptabilidade não é tão evidente, estando por isso sujeita a custos de manutenção ou substituição de via.

Para que uma via balastrada possua uma boa capacidade de degradação de cargas e um bom comportamento elástico, é necessário que a camada de balastro tenha uma altura relativamente significativa, o que pode originar custos acrescidos no dimensionamento da estrutura de suporte devido ao aumento do seu peso. Na via não balastrada, não são requeridas grandes alturas para que o bom comportamento da via seja garantido. A elasticidade da via não balastrada obtém-se pela utilização de elementos de suporte em borracha ou um material que proporcione o mesmo efeito e consegue-se um maior controlo da rigidez da mesma, sendo possível reduzir alguns problemas associados à degradação dos carris.

A utilização de uma camada granular apresenta ainda desvantagens associadas à agitação das partículas em caso de elevadas acelerações impostas pela passagem do comboio que podem causar danos nas rodas e nos carris, mas também vantagens associadas a uma boa capacidade drenante e de atenuação da propagação do som [11].

Capítulo 3 - ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

3.1 INTRODUÇÃO

O comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária de TGV está associado não só a características e propriedades dos elementos da ponte e dos comboios que nela circulam, como também a outros factores, especialmente a velocidade de circulação que, com maior ou menor intensidade, influencia a resposta da estrutura.

A complexidade do problema obriga a uma correcta identificação dos principais problemas de análise estrutural em regime dinâmico, no que diz respeito a condições de segurança da ponte, assim como ao conforto dos passageiros. Este tipo de problemas é causado pelas vibrações a que a ponte fica submetida devidas à passagem dos veículos. Em muitas situações as amplificações dinâmicas podem atingir valores extremamente elevados que, por vezes, não correspondem aos coeficientes dinâmicos estimados no dimensionamento da estrutura.

A velocidade, a que o veículo se desloca, pode ser apontada como um parâmetro de extrema importância no estudo dinâmico. A velocidades inferiores a 200km/h os fenómenos vibratórios são, em geral, de pequena amplitude, mas para velocidades elevadas os efeitos dinâmicos aumentam consideravelmente, podendo ser este facto fortemente ampliado pela utilização de comboios longos.

As pontes mistas, devido às suas características de fraco amortecimento são estruturas mais susceptíveis de registar amplificações dinâmicas importantes.

Assim, é necessário um estudo completo do comportamento dinâmico da ponte que compreenda, para além de uma habitual análise da estrutura, a pesquisa de velocidades críticas para as quais se detectam amplificações dinâmicas elevadas, e o cálculo para estes casos e para velocidades particulares da linha férrea, da flecha e das acelerações verticais máximas ao longo da via, numa perspectiva de analisar o conforto.

O efeito da velocidade do comboio tem duas vertentes de análise: uma corresponde ao estudo de velocidades críticas na estrutura (ponte ferroviária) e a outra diz respeito à estrutura via-férrea.

A resposta dinâmica de uma ponte depende de factores muito importantes inerentes à estrutura, nomeadamente a sua massa, amortecimento, frequência fundamental, características geométricas e estruturais e tipo de via.

O estudo da frequência fundamental da estrutura é de grande interesse porque no caso de se verificar consonância entre a frequência da ponte e a do comboio podem registar-se amplificações dinâmicas extremamente elevadas, colocando em risco a segurança estrutural da ponte.

A resposta da ponte pode ser influenciada por características como: o tipo de material empregue na construção, o número de vãos da ponte, tipo de pilares, traçado em planta, tipo estrutural (ponte em arco, suspensa, de tirantes, simplesmente apoiada). Enquanto o tipo de material não afecta de forma considerável a resposta, o mesmo não se verifica com o tipo de traçado. No caso de pontes curvas, por

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

exemplo, as forças centrífugas e a inclinação lateral da via devem constar do cálculo, pelo facto de que estas pontes apresentam modos de vibração de flexão e torção muito próximos.

O amortecimento de uma ponte conduz a uma redução nos valores máximos da resposta, e de acordo com o que habitualmente se constata, o seu efeito é de extrema importância para valores de amplificações dinâmicas muito elevadas, assim como no caso de se estar perante o efeito de ressonância.

O aumento de volumes de tráfego ferroviário, cargas por eixo e velocidade de circulação origina o aparecimento, cada vez mais acentuado, de rápida deterioração da qualidade da via. A via-férrea é constituída pela superestrutura formada pelos carris, travessas, ligações carris/travessas geralmente por travessas, e camada de balastro, sendo a infra-estrutura formada pelo sub-balastro e plataforma da via.

No estudo de pontes ferroviárias interessará o conhecimento dos elementos da via, na medida em que uma maior ou menor deformabilidade da via se traduzirá em alterações na resposta estrutural da ponte.

O conforto dos passageiros e de quem habita perto de vias férreas, nomeadamente de pontes ferroviárias, é afectado por ruído e vibrações. As vibrações e o ruído provocados pela estrutura ocorrem para frequências baixas da ordem de 0-100Hz e o ruído do próprio contacto roda-carril para 30-2000Hz [1].

Um aumento da velocidade de passagem do comboio pode favorecer a coincidência de frequências e verificar-se um pico nas vibrações. Com efeito, as vibrações não aumentam linearmente com a velocidade, podendo agravar-se com a diminuição de velocidade.

A redução de vibrações pode ser obtida com o recurso a modificações da via, nomeadamente aumentando a espessura do balastro. O ruído irradiado pela interacção roda-carril é, sem dúvida, incomodativo, tanto para os utilizadores como para pessoas que circundem a via. As pontes metálicas, com carris directamente apoiados, são as que produzem mais ruído. De facto, o nível de ruído perceptível depende do tipo de via, tipo de travessas (de betão ou madeira), tipo de ponte (betão, metálica, mista), com ou sem balastro, das condições dos carris e soldaduras da via e estado das rodas dos comboios.

3.2 ACÇÕES VERTICAIS

3.2.1 Efeitos estáticos

Os efeitos estáticos resultantes do tráfego ferroviário são definidos na EN1991-2 através de quatro modelos de carga distintos: o modelo de carga LM71, os modelos de carga SW/0 e SW/2 e o modelo referente ao comboio sem carga (“unloaded train”).

Seguidamente, serão caracterizados cada um dos modelos de carga referidos e indicados os seus campos de aplicação específicos.

3.2.2 Modelo de carga 71

O modelo de carga LM71 representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal. A introdução deste modelo no dimensionamento de pontes ferroviárias permitiu uma enorme simplificação dos cálculos, já que com apenas um único esquema de cargas conseguiu-se traduzir os efeitos estáticos de um conjunto de comboios reais considerados representativos do tráfego ferroviário nas pontes. Os esquemas de carga dos seis comboios reais que serviram de base à constituição do LM71 encontram-se representados na ficha UIC 776-1R.

O modelo de cargas LM71 é constituído por quatro cargas concentradas (Q_{vk}) de 250 kN e cargas uniformemente distribuídas (q_{vk}) de 80 kN/m de comprimento infinito, de acordo com o esquema representado na Figura 2.1. Este modelo pretende simular os efeitos das cargas ferroviárias em elementos de pequeno vão através das cargas concentradas, e em elementos de grande vão através das cargas uniformemente distribuídas.

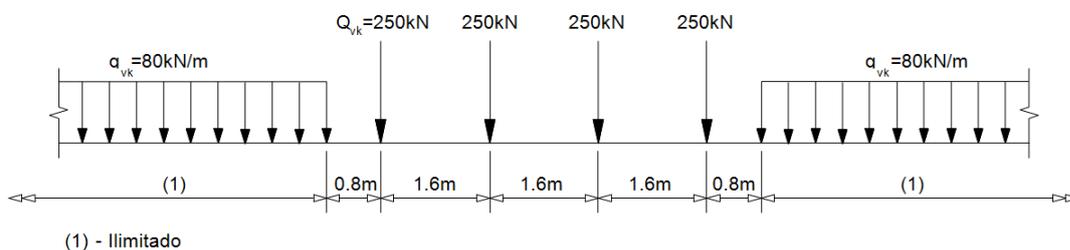


Figura 24 – Modelo LM71 [3]

Os valores característicos das cargas indicados na Figura 24 devem ser multiplicados por um factor α em linhas cujo tráfego seja predominantemente mais pesado ou mais leve em relação ao tráfego considerado normal, passando nesse caso a designar-se por cargas classificadas. Este factor α poderá

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

ser tomado igual a 0,75, 0,83 ou 0,91 no caso de o tráfego ser mais leve, e a 1,10, 1,21, 1,33 ou 1,46 no caso de o tráfego ser mais pesado.

3.2.3 Modelos de carga SW/0 e SW/2

Os modelos de cargas SW/0 e SW/2 constituem uma alternativa ao modelo de cargas LM71 em situações particulares.

O modelo de cargas SW/0 representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal em pontes contínuas. O modelo de cargas SW/2 representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário pesado.

Os esquemas de carga referentes a estes modelos estão representados na Figura 25. Os valores característicos das cargas verticais e os parâmetros geométricos estão indicados na Tabela 1.

O modelo de cargas SW/0 deve ser multiplicado pelo factor dinâmico Φ .

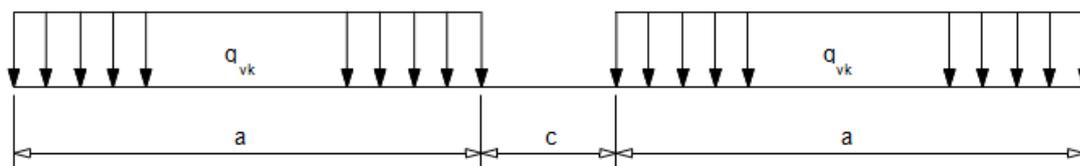


Figura 25 – Modelo SW/0 e SW/2 [3]

Tabela 1- Valores característicos da carga vertical e dos parâmetros geométricos dos modelos SW/0 e SW/2

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

3.2.4 Modelo do comboio sem carga (“unloaded train”)

Este modelo consiste numa carga vertical uniformemente distribuída com um valor característico de 10 kN/m. A sua aplicação é restrita a algumas verificações específicas, como por exemplo, a verificação da estabilidade lateral de uma ponte quando sujeita a acções laterais, como a acção do vento.

3.2.4.1 Distribuição das cargas pelos carris, travessas e balastro

As cargas transmitidas pelos eixos dos comboios são geralmente aplicadas nos modelos de análise de pontes como um conjunto de forças pontuais.

Na realidade as cargas são distribuídas pela via ficando a estrutura sujeita a cargas móveis distribuídas. Neste caso os efeitos provenientes da zona posterior da carga ficam desfasados dos efeitos provocados pela zona anterior e como consequência os efeitos na estrutura vêm reduzidos (ERRI D214/RP9, 2001).

As forças verticais (são perpendiculares ao plano dos carris) correspondem a uma combinação de forças estáticas com solicitações dinâmicas. Segundo Esveld (2001), o nível de pressão entre a travessa e a camada de balastro depende dos dois elementos em contacto, isto é, depende das propriedades da camada de balastro bem como das características da superestrutura (rigidez do sistema travessa+ligação carril travessa + carril, do tipo de travessas bem como da distância entre elas). O facto de o carril ser contínuo, permite distribuir as cargas provenientes de uma determinada roda do veículo ao longo de várias travessas.

As solicitações verticais transmitidas pela superestrutura a camada de balastro são degradadas pela mesma até serem transmitidas ao elemento de suporte do balastro. Esta degradação é feita de uma forma cónica e a inclinação do mesmo depende do ângulo de atrito interno. No EN1991-2 (2003) é referido que a degradação de cargas é realizada numa relação de 4:1 que corresponde a um ângulo de atrito interno de $\varphi = 14.04^\circ$. A alteração do tipo de travessa bem como a distância entre elas são opções para a redução dos carregamentos para níveis compatíveis com a estrutura, contudo, a alteração da altura do balastro é considerada a chave para atingir esse objectivo.

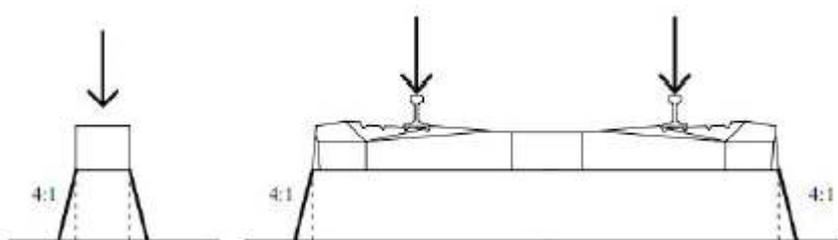


Figura 26- Degradação das cargas na camada de balastro [11]

3.3 EFEITOS DINÂMICOS

As vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário provocam deslocamentos e esforços na estrutura que podem por vezes ser maiores do que aqueles que seriam provocados caso o carregamento fosse efectuado de uma forma estática. Tais vibrações ocorrem devido:

- À forma rápida como se processa o carregamento da estrutura devido à velocidade do comboio;
- À passagem de sucessivos grupos de eixos regularmente espaçados que, em certas circunstâncias, podem originar fenómenos de ressonância ou de vibração excessiva do tabuleiro. Tal sucede nos casos em que a frequência da excitação coincide com frequências naturais da ponte ou submúltiplos destas;
- À variação das cargas aplicadas à ponte resultado de irregularidades da via ou de defeitos das rodas dos veículos.

Estes efeitos deverão ser tidos em conta no dimensionamento da estrutura, nomeadamente na determinação de esforços, deslocamentos, acelerações, etc.

A grandeza destes efeitos depende de inúmeros factores, tais como a velocidade, o vão da ponte e o comprimento de deformabilidade do elemento estrutural em causa, a massa e o amortecimento da estrutura, as frequências naturais da ponte, o número, espaçamento e cargas por eixo dos comboios, as irregularidades da via e defeitos dos veículos, entre outros.

3.3.1 Factor dinâmico Φ

O factor dinâmico é um coeficiente de cálculo que afecta os efeitos estáticos produzidos pelos modelos de cargas LM71 (ou SW/0 e SW/2) para ter em conta os efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário.

Este factor foi determinado de modo a serem cobertos os efeitos dos 6 comboios reais (incluindo os efeitos dinâmicos) que serviram de base à definição do modelo de cargas LM71. Na determinação do factor Φ não foram no entanto tidos em conta os efeitos dinâmicos associados a fenómenos de ressonância, pelo que em tais situações torna-se necessário a realização de uma análise dinâmica para a avaliação destes efeitos, objecto de estudo deste trabalho.

Em função do nível de manutenção da via podem ser utilizados dois factores dinâmicos Φ_2 ou Φ_3 . O coeficiente Φ_3 é utilizado no caso de um nível de manutenção corrente sendo calculado através da seguinte expressão.

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73$$

3.2

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

Com $1,0 \leq \Phi_3 \leq 2,0$, sendo L_ϕ o designado comprimento “determinante” para o elemento estrutural em causa definido na Tabela 6.2 da EN1991-2. O coeficiente Φ_2 é utilizado quando é exigido para a via um nível de manutenção mais exigente, sendo neste caso calculado através da relação:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad 3.1$$

Com $1,0 \leq \Phi_2 \leq 2,0$. No caso de não existirem informações relativas ao nível de manutenção da via deverá ser utilizado o factor dinâmico Φ_3 pois conduz a valores mais conservativos.

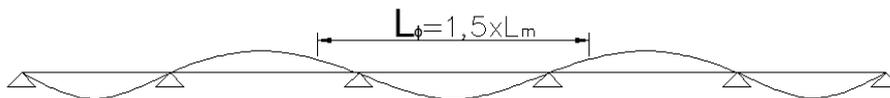


Figura 27 – Comprimento equivalente [EN1991-2]

3.3.2 Verificação da necessidade de realização de uma análise dinâmica

De acordo com a EN1991-2, a decisão sobre a necessidade de realizar ou não uma análise dinâmica da ponte é tomada com base no fluxograma representado na Figura 28.

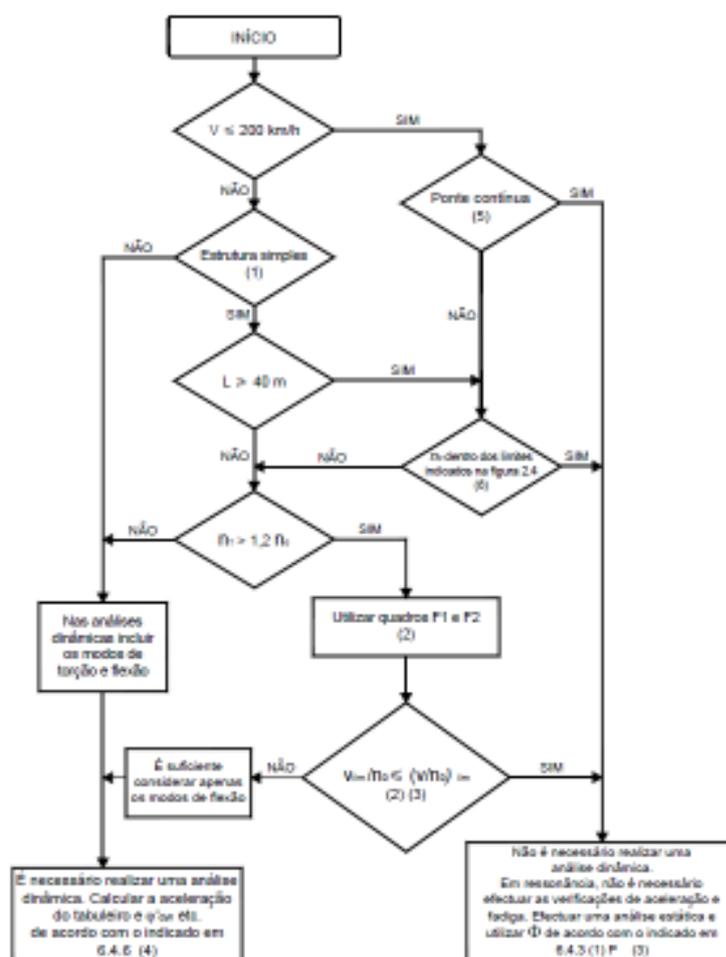


Figura 28 - Verificação da necessidade de realização de uma análise dinâmica (adaptado) [3]

- (1) Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento semelhante ao de uma viga ou laje sem viés;
- (2) As tabelas F1 e F2 e os respectivos limites de validade são apresentados no Anexo F;
- (3) Deverá realizar-se uma análise dinâmica caso a velocidade de operação dos comboios reais iguale uma velocidade de ressonância da estrutura. Ver 6.4.6.6 e Anexo F;
- (4) q'_{din} é um coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais dado em 6.4.6.5 (3);
- (5) Válido caso a ponte verifique os requisitos em termos de resistência e os limites de deformação dados na EN1990 A2.4.4 e a máxima aceleração nas cartagens (ou os limites de deformação associados) corresponda a um nível de conforto muito bom de acordo com a EN1990-prAnnexA2;
- (6) Para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) se situe dentro dos limites da Figura 2.4 e a velocidade máxima da linha no local da ponte não exceda os 200 km/h, não é necessária a realização de uma análise dinâmica;
- (7) Para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) exceda o limite superior da Figura 2.4 é necessária a realização de uma análise dinâmica. Ver também 6.4.6.1.1 (7).

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

Nesta figura V é a velocidade máxima da linha no local da ponte (km/h), v é a velocidade nominal máxima (km/h), ou seja, a velocidade máxima atingida pelos comboios reais sobre a ponte, L é o vão (m), n_0 é a frequência natural correspondente ao 1º modo de vibração de flexão vertical (Hz), n_T é a frequência natural correspondente ao 1º modo de vibração de torção (Hz) e (V/n_0) são limites indicados no Anexo F da EN1991-2.

A observação do fluxograma da Figura 28 permite concluir que a dispensa da realização de uma análise dinâmica ocorre basicamente para as seguintes situações:

- $V \leq 200$ km/h e ponte contínua, desde que sejam cumpridos os requisitos para um nível de conforto muito bom dos passageiros, de acordo com o especificado na EN1990-prAnnexA2;
- $V \leq 200$ km/h, pontes sem continuidade e n_0 dentro dos limites especificados na EN1990-prAnnexA2
- $V > 200$ km/h, ponte com comportamento assemelhável ao de uma viga simplesmente apoiada, com vão L superior a 40 m e n_0 dentro dos limites especificados na Figura 29.

Para os casos referidos é suficiente a realização de uma análise estática com base no modelo de cargas verticais adequado, multiplicando os resultados pelo factor dinâmico. Nestes casos, é portanto dispensada, a verificação do estado limite de aceleração do tabuleiro (2.5.3.1) e a verificação da fadiga em situações de ressonância (2.5.5).

As tabelas F1 e F2 do Anexo F da EN1991-2 resultaram de um extenso estudo paramétrico de pontes simplesmente apoiadas para as quais, em função das suas características de massa, de amortecimento e do vão, foram definidos limites da relação v/n_0 , abaixo dos quais os efeitos dinâmicos associados a fenómenos de ressonância não são relevantes, e desta forma ser possível dispensar a realização de uma análise dinâmica.

Na Figura 29 encontram-se representados os limites superiores e inferiores para a frequência fundamental da ponte a que se refere o fluxograma da Figura 28, em função do vão. O limite superior de n_0 (curva (1) da Figura 29) está relacionado com os efeitos dinâmicos devidos às irregularidades da via, sendo dado por:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad 3.2$$

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L} \leftarrow 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \\ 23,58L^{-0,592} \leftarrow 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \end{cases} \quad 3.3$$

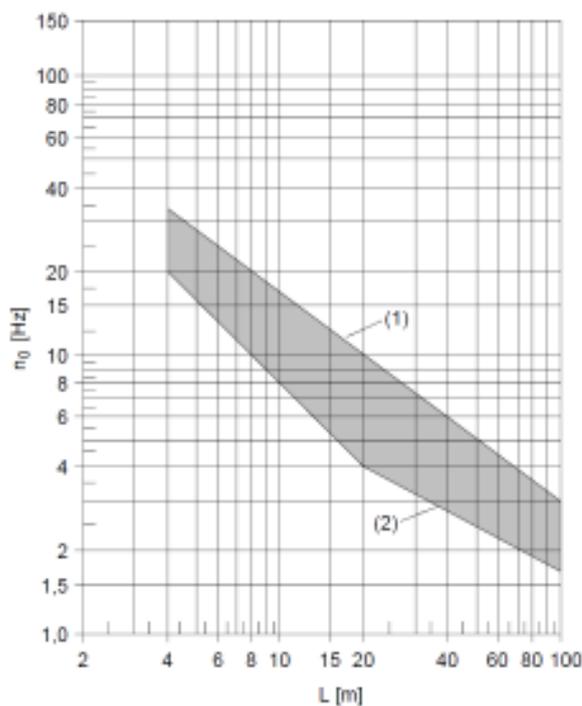


Figura 29 - Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do vão L (m) [3]

As normas IAPF e a “Intruzioni nº1/SC/PS-OM/2298” definem que para velocidades superiores a 220 km/h é sempre necessária a realização de análises dinâmicas.

3.3.3 Requisitos para a realização de uma análise dinâmica

3.3.3.1 Modelos de carga para comboios reais

As análises dinâmicas deverão ser realizadas usando os valores característicos das cargas referentes aos comboios reais especificados para o projecto e que possam circular a velocidades superiores a 200 km/h.

Nas Figuras 29 a 34 são apresentados os modelos de cargas representativos dos comboios existentes actualmente na rede europeia de alta velocidade.

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

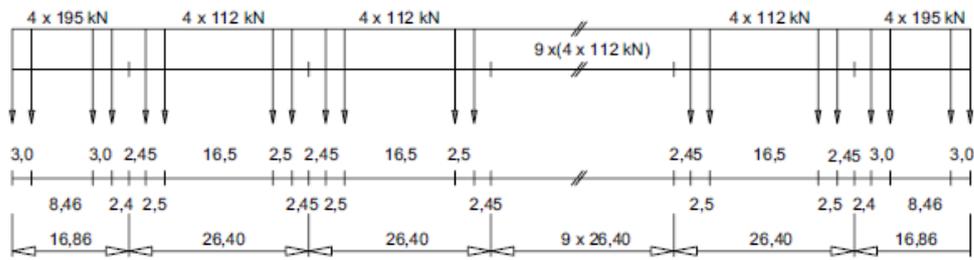


Figura 30 - Tipo A (ICE2)

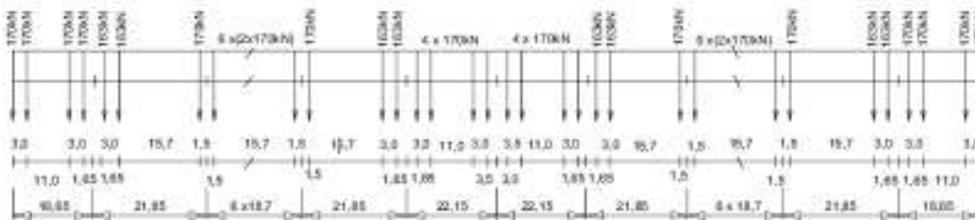


Figura 31 - Tipo B (THALYS)

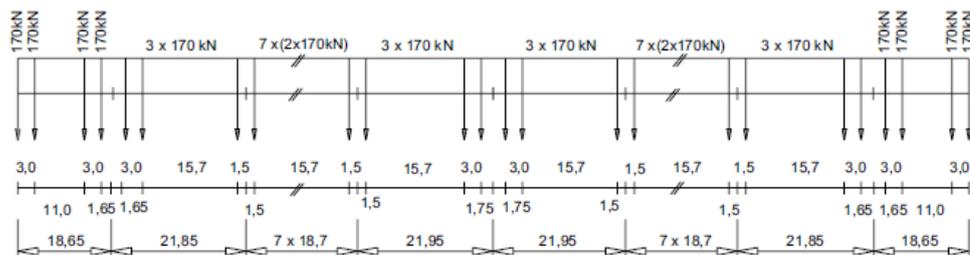


Figura 32 - Tipo C (EUROSTAR)

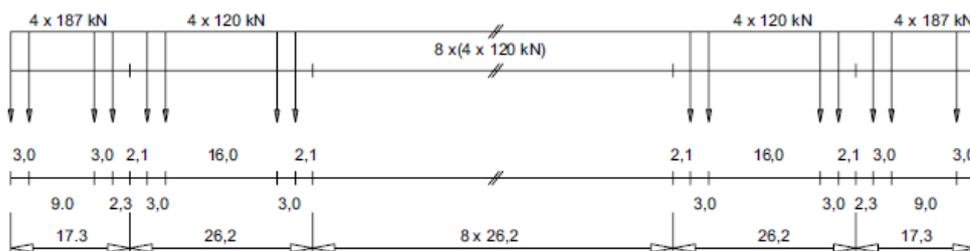


Figura 33 - Tipo D (ETR-Y)

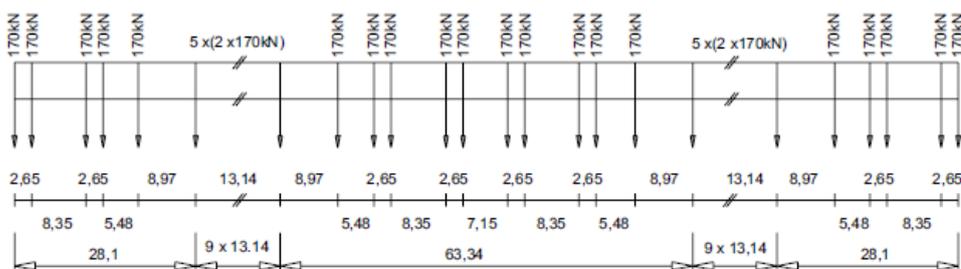


Figura 34 - Tipo E (TGV)

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

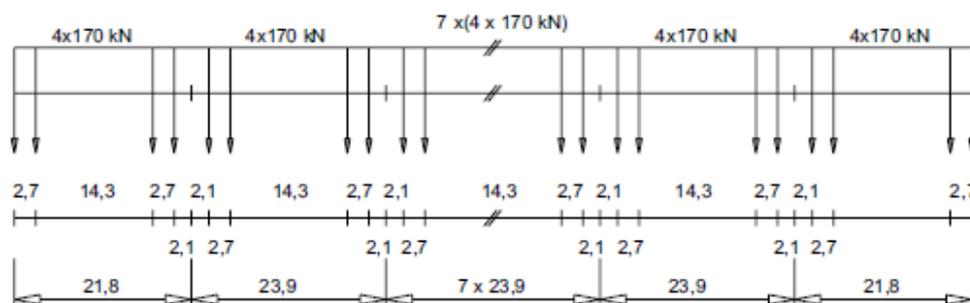


Figura 35 - Tipo F (VIRGIN)

Tabela 2 – Características veículos reais

	ΣQ	V(Km/h)	L(m)	Q(KN/m)
Tipo A (ICE2)	6936	350	350,52	19,8
Tipo B (THALYS)	8784	350	393,34	22,3
Tipo C (EUROSTAR)	8160	350	386,67	21,1
Tipo D (ETR-Y)	6296	350	295,7	21,3
Tipo E (TGV)	6800	350	356,05	19,1
Tipo F (VIRGIN)	7480	350	258,7	28,9

A norma espanhola IAPF refere que só em casos especiais ou quando requerido pelas autoridades competentes é que se torna necessário a utilização nas análises dinâmicas dos comboios reais. Assim sendo não será objecto de estudo deste trabalho.

3.3.3.2 Modelos de carga HSLM

O modelo de cargas de alta velocidade consiste em dois comboios universais, HSLM-A e HSLM-B, estando o primeiro indicado para análise de vãos superiores a 7 metros e que se subdivide em 10 veículos e o segundo para vãos inferiores a 7 metros. Estes modelos de cargas pretendem representar uma envolvente dos esforços possíveis a que as estruturas estarão sujeitas em linhas de alta velocidade.

Os veículos reais, bem como os modelos de cargas utilizados podem ser modelados como forças concentradas a circular sobre a estrutura. Ao admitir esta hipótese são desprezados os efeitos da interação de veículo/estrutura, não sendo necessário caracterizar e modelar as suspensões dos veículos em termos da sua geometria, massa, rigidez e amortecimento.

A definição do modelo HSLM-A é apresentada na Tabela 3 e na Figura 36.

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

Tabela 3 - Modelo de cargas HSLM-A: Características dos comboios universais A1 a A10 [3]

Comboio universal	Nº de carruagens intermédias	Comprimento da carruagem D [m]	Afastamento entre eixos d [m]	Carga por eixo P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

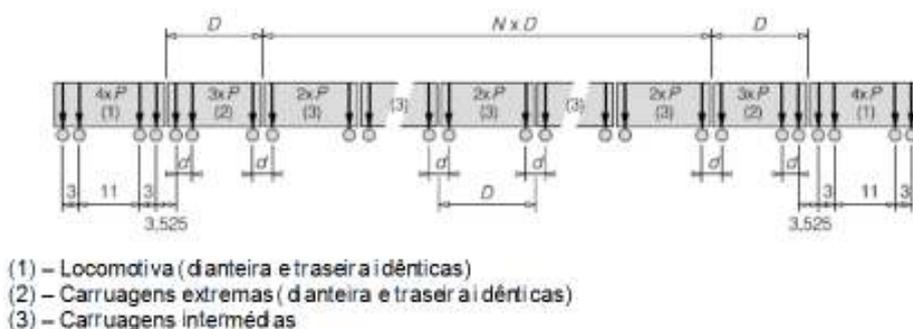


Figura 36 – Disposição de cargas HSLM-A [3]

O HSLM-B é formado por N cargas concentradas uniformemente espaçadas de d (Figura 37). Os valores de N e d encontram-se definidos na Figura 38 em função do vão (L) da ponte a analisar.

Na Tabela 4 encontram-se indicadas as condições de aplicação dos modelos de carga HSLM-A e HSLM-B em função do esquema estrutural e do vão da ponte.

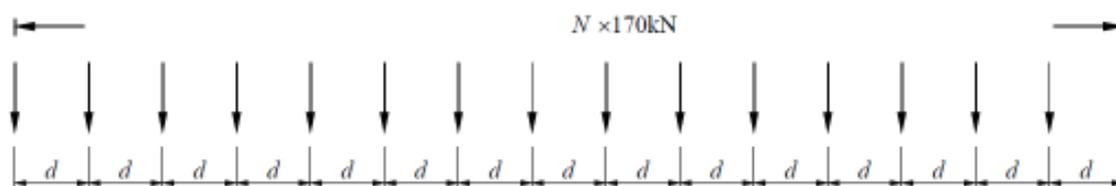


Figura 37 – Disposição de cargas HSL-B [3]

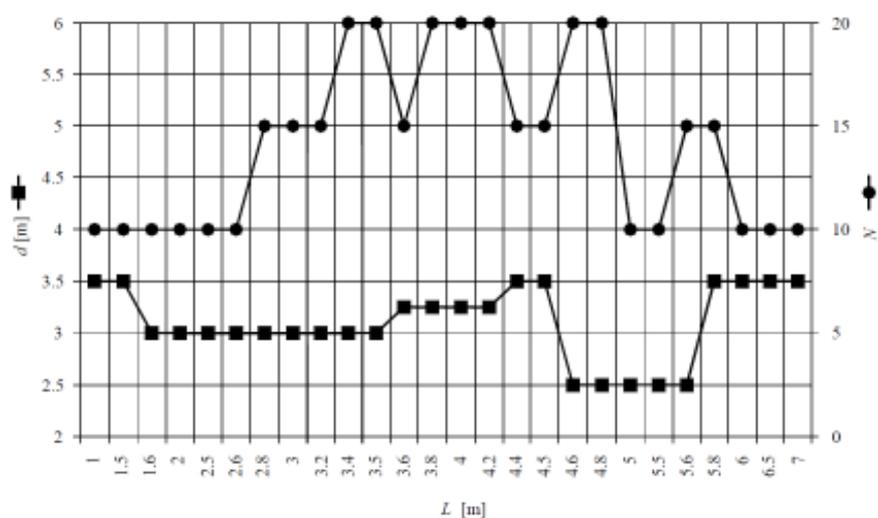


Figura 38 - Gráfico para a determinação de N e d em função de L [3]

Tabela 4 - Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B [3]

Esquema estrutural	$L < 7$ m	$L \geq 7$ m
Tramo Simplesmente Apoiado ^a	HSLM-B ^b	HSLM-A ^c
Estrutura Contínua ^a ou Estrutura Complexa ^e	HSLM-A Comboios A1 a A10 inclusiv ^d	HSLM-A Comboios A1 a A10 inclusiv ^d

3.3.3.3 Gama de velocidades

Para cada comboio real e HSLM deverão ser efectuadas análises para uma série de velocidades até à designada velocidade máxima de cálculo (v_{DS}) geralmente considerada igual a 1,2 vezes a velocidade máxima de circulação na linha no local da ponte. No caso da ponte se situar num local de via em que esteja previsto a realização de testes de circulação de novos comboios, a velocidade máxima de cálculo deverá ser considerada igual a 1,2 vezes a velocidade máxima de circulação nos testes.

O factor 1,2 constitui uma margem de segurança em relação às incertezas na determinação das frequências naturais da estrutura e conseqüentemente das velocidades de ressonância.

Assim, as análises dinâmicas deverão ser realizadas para uma gama de velocidades entre os 40 m/s (140 km/h) e a velocidade máxima de cálculo (v_{DS}).

No caso de estruturas com um comportamento assemelhável ao de uma viga simplesmente apoiada, as velocidades de ressonância poderão ser estimadas através da seguinte expressão:

$$v_{res} = n_0 \lambda_i \quad 3.4$$

em que n_0 é a frequência fundamental de vibração da estrutura e λ_i é o comprimento principal de onda da excitação que pode ser determinado a partir de:

$$\lambda_i = \frac{D}{i} \quad 3.5$$

D é o espaçamento regular entre grupos de eixos e i pode tomar os valores 1, 2, 3 ou 4.

3.3.3.4 Parâmetros relativos à ponte

i) Rigidez

A rigidez constitui uma das grandezas relevantes na determinação das frequências naturais da estrutura, e a mais difícil de avaliar com precisão (ERRI D214/RP9, 2001). Tal dificuldade está relacionada com a diversidade de factores que podem influenciar a rigidez da ponte, tais como: i) a tipologia estrutural (viga, treliça, arco, consola, atirantada, suspensa, entre outras); ii) as características geométricas, em termos de vãos e secções dos seus elementos e iii) os materiais que constituem os seus elementos (betão, metal (aço ou ferro), alvenaria, mistas, entre outros). Outros factores poderão ainda influenciar a rigidez, nomeadamente a forma de apoio do tabuleiro sobre os pilares e encontros (monolítica ou por intermédio de aparelhos de apoio), a utilização de elementos estruturais secundários (tais como carlingas, diafragmas, nervuras) e ainda o grau de conexão (total ou parcial) entre os diversos elementos.

Uma sobrestimação da rigidez conduz a um aumento das frequências naturais, e por conseguinte das velocidades de ressonância. Face ao exposto, deve ser considerado nas análises dinâmicas um limite inferior da rigidez de modo a obterem-se picos de resposta para velocidades críticas mais baixas.

Na figura seguinte está patente que no patamar de ressonância quanto maior a rigidez menores os deslocamentos, já no que refere às acelerações estas não apresentam grande variação. Valores obtidos num viaduto isostático com vão de 20 m e massa constante de 20ton/m e rigidez variável.

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

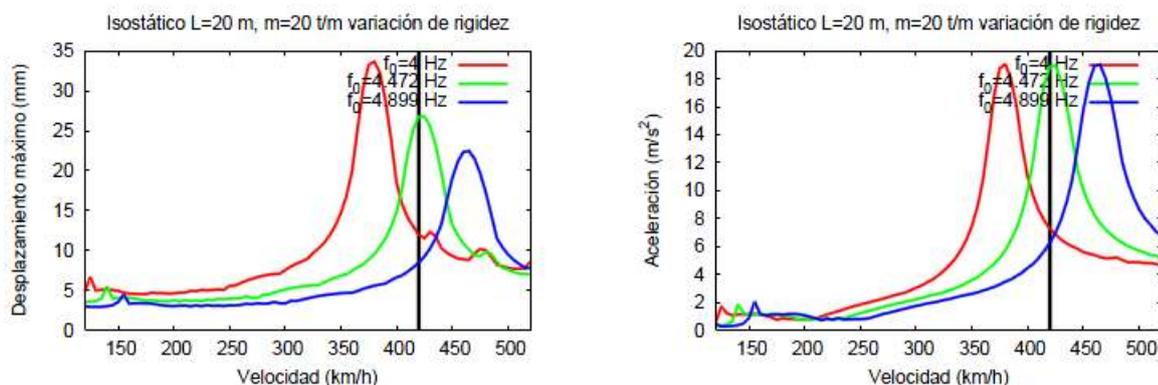


Figura 39 - -- Influencia da variação de rigidez na resposta dinâmica (GOICOLEA 2007) [8]

ii) Massa

No cômputo da massa deverá ser tida em conta, além da massa dos elementos estruturais, a massa dos elementos não estruturais, tais como o balastro, guarda-balastro, carris, travessas, passeios, entre outros.

Uma variação da massa da ponte pode influenciar de forma determinante a resposta dinâmica devido: i) à variação das frequências naturais da estrutura; ii) à variação da amplitude da resposta dinâmica.

Atendendo a que as frequências naturais da estrutura diminuem com o aumento da massa, e que os picos de ressonância da resposta dinâmica ocorrem quando a frequência da acção é um múltiplo inteiro das frequências da estrutura, uma sobrestimação da massa conduz a uma diminuição das velocidades de ressonância, cenário que traduz uma avaliação conservativa das velocidades críticas.

Por outro lado, no caso de uma subestimação da massa, e tendo em conta que em ressonância a aceleração máxima da estrutura é inversamente proporcional a esta, a amplitude das acelerações tende por consequência a aumentar.

As frequências fundamentais da estrutura são obtidas com a estrutura carregada com o seu peso próprio mais as cargas permanentes.

Na figura seguinte é visível que no patamar de ressonância o aumento de massa na estrutura origina acelerações mais baixas, já nos que diz respeito aos deslocamentos, estes não sofrem alterações significativas. Valores obtidos num viaduto isostático com vão de 20 m e massa de variável 20,25,30 (ton/m) e rigidez constante.

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

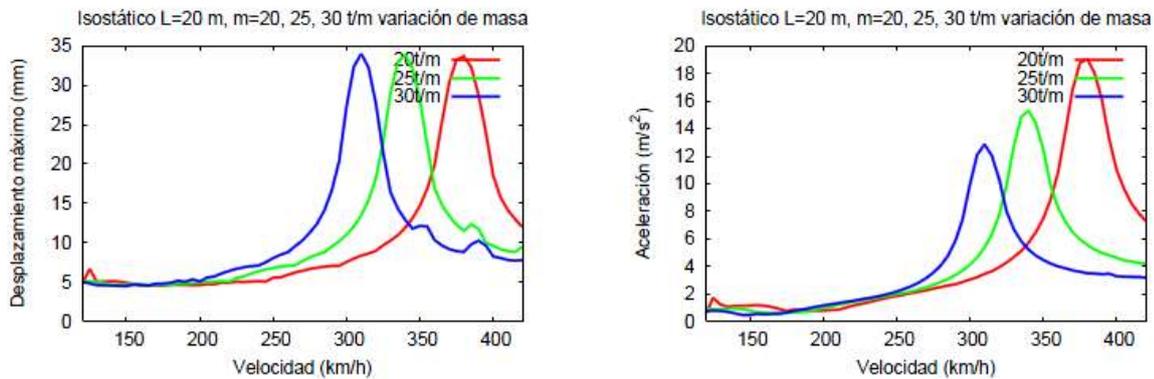


Figura 40 – Influencia da variação de massa na resposta dinâmica (GOICOLEA 2007) [8]

iii) Amortecimento

O amortecimento pode ser visto como o resultado das seguintes diferentes contribuições: i) elementos estruturais; ii) elementos não estruturais; iii) energia irradiada para o solo.

A contribuição dos elementos estruturais resulta por um lado do amortecimento material, e por outro lado do amortecimento localizado nas juntas ou apoios da estrutura.

Dependendo do número, tipo e dimensões, os elementos não estruturais podem contribuir mais ou menos para o amortecimento global da estrutura. Esta contribuição poderá em certos casos ser maior que a contribuição dos elementos estruturais. Como exemplo de elementos não estruturais em pontes ferroviárias temos os passeios, as guardas, o balastro, etc.

Por sua vez, vibrações transmitidas pelo tabuleiro aos pilares e encontros através dos apoios, que por sua vez são transmitidas ao solo através das fundações provocam também dissipação de energia.

A resposta dinâmica da estrutura é em situações de ressonância fortemente dependente do amortecimento, sendo por isso prudente a consideração de valores subestimados nas análises dinâmicas.

O quadro seguinte resume um estudo feito em diversas tipologias de estruturais.

Tabela 5- Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) para efeitos de dimensionamento [3]

Tipo de Ponte	Limite inferior do coeficiente de amortecimento ξ (%)	
	Vão L<20	Vão L>20
Metálica ou Mista	$\xi = 0,5 + 0,125(20-L)$	$\xi = 0,5$
Betão Pré-Esforçado	$\xi = 1,0 + 0,07(20-L)$	$\xi = 1,0$
Betão Armado	$\xi = 1,5 + 0,07(20-L)$	$\xi = 1,5$

3.4 ACÇÕES HORIZONTAIS

A EN1991-2 estabelece os modelos representativos dos três tipos de acções horizontais a considerar no dimensionamento das pontes ferroviárias: a força centrífuga, a força de lacete, e as forças de arranque e frenagem.

3.4.1 Força centrífuga

Caso a via apresente uma forma curva em parte ou na totalidade da extensão da ponte, deve considerar-se a actuação de forças horizontais numa direcção perpendicular ao eixo da via, aplicadas a uma altura de 1,80 m. Os valores característicos destas forças, concentradas (Q_{tk}) e distribuídas (q_{tk}), podem ser obtidos na EN 1991-2:2003 6.5.1

3.4.2 Força de lacete

Para atender aos efeitos laterais decorrentes dos movimentos de lacete dos bogies, deve considerar-se a actuação de uma força concentrada horizontal, ao nível do topo do carril, numa direcção perpendicular à da via. O valor característico desta força é de 100 kN, e não deve ser multiplicado pelo coeficiente dinâmico.

3.4.3 Forças de arranque e frenagem

Do arranque e da frenagem dos comboios resultam forças longitudinais que actuam ao nível do topo dos carris. Estas forças deverão ser consideradas como uma carga uniformemente distribuída ao longo do comprimento de influência $L_{a,b}$ do elemento estrutural em causa, no sentido permitido para o tráfego de cada via.

Os valores característicos das forças de arranque e frenagem são obtidos por intermédio das seguintes expressões:

i) Força de arranque

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \text{ (m)} \leq 1000 \text{ (kN)}$$

ii) Força de frenagem

ii.1) Para os modelos de cargas LM71, SW/0 e HSLM

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \text{ (m)} \leq 6000 \text{ (kN)}$$

ii.2) Para o modelo de cargas SW/2

$$Q_{\text{Ibk}} = 35 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \text{ (m)}$$

Os valores característicos das forças de arranque e de frenagem não necessitam de ser multiplicados pelo coeficiente dinâmico.

3.5 DISPOSIÇÃO, GRUPOS E COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

3.5.1 Disposição das acções

Na determinação dos efeitos mais desfavoráveis das acções ferroviárias deve atender-se a uma adequada disposição das cargas nas diversas vias de tráfego.

Para os modelos de cargas LM71 e SW/0 os efeitos mais desfavoráveis devem ser obtidos:

- i) Em pontes com uma única via, através da aplicação das quatro cargas pontuais (Q_{vk}), e de um qualquer número de troços da carga uniformemente distribuída (q_{vk}), no caso do LM71, e de dois troços da carga uniformemente distribuída, no caso do SW/0;
- ii) Para pontes com duas vias, através do carregamento de cada uma das vias, ou de ambas as vias em simultâneo, com o modelo de cargas LM71 ou SW/0;
- iii) Para pontes com três ou mais vias, através do carregamento de qualquer uma das vias, ou do carregamento de duas, três ou mais vias, com os esquemas de cargas LM71 ou SW/0, sendo que para este último caso as cargas podem ser multiplicadas por 0,75.

Para o modelo de cargas SW/2 os efeitos mais desfavoráveis devem ser obtidos:

- i) Em pontes com uma única via, através da aplicação dos dois troços de carga uniformemente distribuída;
- ii) Para pontes com mais de uma via, através do carregamento de qualquer uma das vias com o modelo SW/2, e as restantes vias carregadas com os modelos LM71 ou SW/0 de acordo com as regras já definidas para estes modelos de cargas.

Os cenários de carregamento para os comboios reais ou para o modelo HSLM, nas situações em que é necessário a realização de uma análise dinâmica.

A verificação dos estados limites relativos a deformação e vibração em pontes com uma ou mais vias de tráfego devem atender aos cenários de carregamento apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Número de vias a carregar para a verificação dos estados limites de deformação e vibração [3]

Estados limites e critérios associados	Nº de vias na ponte		
	1	2	≥ 3
Verificações relativas à segurança da via:			
- Torção do tabuleiro (EN1990: A2.4.4.2.2)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b
- Deformação vertical do tabuleiro (EN1990: A2.4.4.2.3)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b
- Deformação horizontal do tabuleiro (EN1990: A2.4.4.2.4)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b
- Resposta combinada da estrutura e da via às acções variáveis incluindo limite dos deslocamentos verticais e longitudinais das extremidades do tabuleiro (EN1991 (6.5.4))	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ^a
- Aceleração vertical do tabuleiro (EN1991 (6.4.6) e EN 1990: A2.4.4.2.1)	1	1	1
Verificações relativas a E.L. de Serviço:			
- Critério de conforto dos passageiros (EN 1990: A2.4.4.3)	1	1	1
Verificação relativas a E.L. Últimos:			
- Levantamento dos aparelhos de apoio (EN 1990: A2.4.4.1 (2) P)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b

^a Conforme for mais desfavorável

^b Quer se utilizem ou não grupos de cargas o número de vias a carregar deve ser efectuado de acordo com a tabela 6.11

3.5.2 Grupos de acções

As acções verticais e horizontais associadas ao tráfego ferroviário têm uma actuação simultânea sobre a estrutura. Para atender a tal facto, a EN1991-2 definiu diversos grupos de acções que passam a constituir acções individuais que podem posteriormente ser combinadas com as restantes acções não associadas ao tráfego ferroviário.

A definição dos diversos grupos de acções encontra-se ilustrada na Tabela 7. Conforme se constata, os grupos de acções são basicamente condicionados pelos efeitos máximos que se pretendam obter e pelo número de vias da estrutura. Assim, os grupos de acções 11 a 17 devem ser considerados no dimensionamento de pontes com apenas uma única via, os grupos de acções 11 a 27 (excepto o 15) para pontes com duas vias, e a totalidade dos grupos de acções (excepto o 15) para pontes com três ou mais vias. Em cada grupo de acções existe uma acção considerada dominante, representada na tabela através de um preenchimento da célula respectiva.

Tabela 7 - Definição dos grupos de acções associadas a tráfego ferroviário [3]

Nº de vias na estrutura			Grupos de acções			Forças verticais			Forças horizontais			Observações	
			Referência EN 1991-2			6.3.2 6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2		
1	2	≥3	Nº de vias carregadas	Designação do grupo (6)	Via carregada	LM 71 (1)	SW/0 (1)(2)	SW/2 (1)(3)	Comboio sem carga	Força de arranque ou frenagem (5)	Força centrífuga (5)	Força de lacete	
			1	gr 11	T ₁	1				1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 1 com Máximo longitudinal
			1	gr 12	T ₁	1				0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 2 com Máximo transversal
			1	gr 13	T ₁	1 ⁽⁴⁾				1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Máximo longitudinal
			1	gr 14	T ₁	1 ⁽⁴⁾				0.5 ⁽⁵⁾	1	1	Máximo transversal
			1	gr 15	T ₁				1		1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Estabilidade lateral c/ comboio sem carga
			1	gr 16	T ₁			1		1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo longitudinal
			1	gr 17	T ₁			1		0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo transversal
			2	gr 21	T ₁ T ₂	1 1				1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 1 com Máximo longitudinal
			2	gr 22	T ₁ T ₂	1 1				0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 2 com Máximo transversal
			2	gr 23	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾				1 1	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	Máximo longitudinal
			2	gr 24	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾				0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 1	1 1	Máximo transversal
			2	gr 26	T ₁ T ₂	1 1		1		1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo longitudinal
			2	gr 27	T ₁ T ₂	1 1		1		0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo transversal
			≥3	gr 31	T ₁		0.75			0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	Caso de carga adicional

- (1) Todos os factores relevantes (σ, Φ, f, \dots) devem ser tidos em consideração;
- (2) SW/0 só deve ser considerado em pontes contínuas;
- (3) SW/2 só deve ser considerado caso tenha sido estipulado para a linha;
- (4) Factor pode ser reduzido para 0,5 se o efeito for favorável, não podendo ser igual a zero;
- (5) Em casos favoráveis estes factores não dominantes devem ser considerados iguais a zero;
- (6) HSLM e comboios reais quando requerido, de acordo com 6.4.4 e 6.4.6.1.1;
- (7) Se for necessário uma análise dinâmica, de acordo com 6.4.4 (ver também 6.4.6.5 (3) e 6.4.6.1.2);
- (8) Ver também Tabela A.2.3 da EN1990-prAnnexA2.

3.6 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Os factores de combinação (ψ_i) dos diversos grupos de acções e das restantes acções variáveis (vento, temperatura, sismo, neve) a considerar no dimensionamento encontram-se indicados na Tabela A2.3 da EN1990-prAnnexA2.

Convém referir que, em alternativa à consideração dos grupos de acções, as acções individuais associadas ao tráfego ferroviário podem ser combinadas isoladamente, sendo que os factores de combinação a considerar neste caso encontram-se também indicados na referida tabela.

As combinações de acções a considerar nas verificações de segurança em relação aos estados limite últimos ou de serviço, são também especificadas na EN1990-prAnnexA2.

3.6.1 Valores dos Coeficientes ψ

No Quadro 2.8 são apresentados os valores dos coeficientes ψ_i das acções individuais de tráfego, dos diversos grupos de acções e das restantes acções não ferroviárias, a considerar no dimensionamento das pontes ferroviárias.

Tabela 8 - Valores dos coeficientes (ψ_i) para o dimensionamento de pontes ferroviárias [2]

Acções		ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{(1)}$	
Componentes individuais das acções do tráfego ⁽¹⁾	LM 71	0,80	0	0	
	SW /0	0,80	0	0	
	SW /2	0	1,00	0	
	Comboio sem carga	1,00	-	-	
	HSLM	1,00	1,00	0	
	Arranque/frenagem	Os mesmos valores de ψ que os adoptados para as cargas verticais associadas.			
	Forças Centrifugas				
	Forças de interacção devido às acções verticais do tráfego				
	Lacete	1,00	0,80	0	
	Sobrecarga em passagens	0,80	0,50	0	
Acções principais de tráfego (grupos de cargas)	Combóios reais	1,00	1,00	0	
	Sobrecarga adicional devida às acções de tráfego em estruturas de contenção	0,80	0	0	
	Efeitos aerodinâmicos	0,80	0,50	0	
	gr11 (LM71 + SW/0)	Max. vertical 1 com max. longitudinal	0,80	0,80	0
	gr12 (LM71 + SW/0)	Max. vertical 2 com max. transversal			
	gr13 (arranque/frenagem)	Max. longitudinal			
	gr14 (centrífuga/lacete)	Max. lateral			
gr15 (comboio sem carga)	Estabilidade lateral com "unloaded train"				
gr16 (SW/2)	SW/2 com max. longitudinal				
gr17 (SW/2)	SW/2 com max. transversal				

Tabela 9 – Continuação Valores dos coeficientes (ψ) [2]

Ações permanentes de tráfego (grupo de carga)	g11 (LM71 + SW/0)	Mín. vertical 1 com max. longitudinal	0,80	0,70	0
	g12 (LM71 + SW/0)	Mín. vertical 2 com max. transversal			
	g13 (arranque/paragem)	Mín. longitudinal			
	g14 (correlação lateral)	Mín. lateral			
	g16 (SW/2)	SW/2 com max. longitudinal			
	g17 (SW/2)	SW/2 com max. transversal			
g11 (LM71 + SW/0)	Caso de carga selecionada		0,80	0,60	0
Outras ações de operação da linha	Efeitos aerodinâmicos		0,80	0,50	0
	Cargas nas passagens devidas a trabalhos de manutenção		0,80	0,50	0
Ações do vento ¹⁾	γ_{ED}		0,71	0,50	0
	γ_{EP}^{+}		1,00	0	0
Ações térmicas ²⁾	γ_{Δ}		0,60	0,60	0,50
Neve	$\gamma_{SN,d}$ (depende da situação)		0,80	-	0
Cargas construídas	γ_C		1,0	-	1,0

1) 1) - 0,8 se apenas 1 via estiver carregada
 0,7 se 2 vias estiverem carregadas em simultâneo
 0,6 se 3 ou mais vias estiverem carregadas

2) Quando as forças devidas ao vento atuarem em simultâneo com as ações de tráfego, a força devido ao vento γ_{ED} não deve ser superior a γ_{EP}^{+} (ver EN 1991-1-6, Ver A2.2.4(4)).

3) Ver 1991-1-2.

4) Se a deformação for considerada para estados limites últimos, γ_{Δ} deve ser considerado igual a 1 para as ações de tráfego favoráveis. Para o contrário consulte a Tabela A2.5.

5) A máxima força vertical favorável que atua em simultâneo com os componentes desfavoráveis das ações de tráfego favoráveis (por exemplo, correlação lateral e frenagem) é igual a 0,50(LM71), etc.

3.1 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

3.1.1 Combinação para estado limite último

Neste ponto referem-se às combinações utilizadas nas verificações de estado limite último de flexão e de esforço transversal.

Tabela 10 - Valores dos coeficientes de segurança e de combinação

	γ	ψ_0
Peso Próprio da estrutura	1,35	-
Restantes carga permanentes	1,5	-
Sobrecarga regulamentar	1,5	-
Temperatura	1,5	0,6
Retração	1,0	1,0

A expressão geral a utilizar é a seguinte:

$$E_{sd} = E \left\{ \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \right\} \quad 3.6$$

3.1.2 Combinação de serviço

A verificação aos estados limites em serviço (ELS) implica a avaliação de dois critérios distintos: a limitação das tensões nos materiais e a limitação da flecha no vão.

Para o presente trabalho tomar-se-á como referência os valores limite da norma europeia EC0.

Tabela 11 - Limites de tensões nos materiais

Combinação	Aço estrutural	Betão estrutural
Rara	f_y	$0,8f_{cd}$

A expressão geral a utilizar é a seguinte:

$$E_{raro} = E \left\{ \sum_{i>1} G_{k,j} + G_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{1,j} \times q_{k,i} \right\} \quad 3.7$$

À semelhança do que foi referido para a combinação fundamental de acções, a sobrecarga mantém-se como variável base. O coeficiente de combinação ψ_1 a usar toma valor 1 para os efeitos de retracção e 0,6 para a acção térmica.

3.1.3 Critérios relativos à segurança estrutural

Para garantir a segurança do tráfego devem ser tidos em conta os seguintes aspectos:

- Verificação da máxima aceleração vertical do tabuleiro;
- Comparação dos resultados da análise dinâmica com uma análise estática incrementada pelo coeficiente considerando os resultados mais desfavoráveis, quer para o dimensionamento da ponte, quer para a sua verificação à fadiga;
- Se for utilizada uma análise dinâmica o coeficiente dinâmico deve ser determinado através de:

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad 3.8$$

em que y_{dyn} é a máxima resposta dinâmica e y_{stat} é a máxima resposta estática devido à passagem dos comboios reais e/ou HSLM.

Para o dimensionamento da ponte deve ser utilizado o mais desfavorável dos valores obtidos pelas seguintes expressões:

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2} \right) \times \begin{pmatrix} HSLM \\ \text{ou} \\ RT \end{pmatrix} \quad 3.9$$

$$\Phi \times (LM71'' + SW / 0) \quad 3.10$$

O parâmetro φ'' representa o acréscimo dos efeitos dinâmicos devido às irregularidades da via e das rodas dos veículos.

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left(56 e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_{\Phi} n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right) \quad 3.11$$

em que $\varphi'' > 0$, e α é um coeficiente dado por:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \leftarrow v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1 & \leftarrow v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad 3.12$$

A EN1991-2 permite a utilização de 0,5 φ'' caso a via apresente um estado de manutenção cuidado.

3.1.4 Critérios relativos à segurança da via

As limitações estabelecidas na EN1990-prAnnexA2, visando a garantia da segurança da via dizem respeito à:

- Aceleração vertical do tabuleiro;
- Torção do tabuleiro;
- Deformação vertical do tabuleiro;
- Deformação e vibração transversal do tabuleiro.

Contudo neste trabalho serão verificadas as alíneas i), iii).

3.1.4.1 Aceleração vertical do tabuleiro

O controlo dos níveis de aceleração do tabuleiro relaciona-se com a necessidade de evitar a ocorrência de fenómenos de instabilização do balastro ou a perda de contacto roda- carril.

A EN1990-prAnnexA2 especifica os seguintes limites para os valores de pico da aceleração vertical:

- $3,5 \text{ m/s}^2$ ($0,35g$), no caso de pontes com via balastrada;
- 5 m/s^2 ($0,50g$), no caso de pontes em que a via seja fixada directamente ao tabuleiro, ou seja, para uma via não balastrada.

Os valores regulamentares resultam da aplicação de um factor de segurança de 2,0 aos valores limite de aceleração obtidos experimentalmente.

Um outro aspecto diz respeito ao intervalo de frequências a considerar para a obtenção da resposta dinâmica em termos de acelerações. Assim, de acordo com a EN1990-prAnnexA2, deverão ser consideradas frequências até ao máximo de:

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

3.1.4.2 Torção do tabuleiro

A torção do tabuleiro deverá ser calculada tendo em conta os valores característicos dos modelos de cargas LM71, SW/0 ou SW/2 multiplicados por Φ e por α , ou HSLM, e da força centrífuga.

Designando por t a diferença de cotas entre os dois carris numa dada secção transversal do tabuleiro, e a variação de t num comprimento de 3,0 m, (Figura 41), não deverão ser excedidos os limites apresentados na Tabela 12 para vias com bitola igual a 1435 mm.

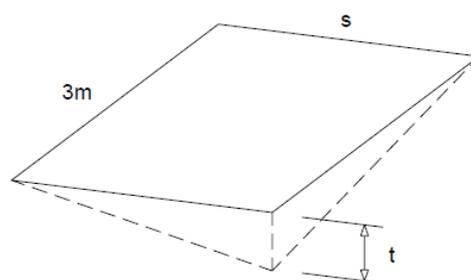


Figura 41 - Definição da torção do tabuleiro [3]

Tabela 12 – Valores limite de desnível

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

3.1.4.3 Deformação vertical do tabuleiro

O valor máximo do deslocamento vertical em qualquer ponto da via não deverá exceder $L / 600$ para actuação do modelo de cargas LM71 (ou SW/0 e SW/2 quando aplicáveis) [3].

No caso de vias balastradas as limitações das rotações nos extremos dos tabuleiros, bem como entre dois tabuleiros adjacentes, Figura 42, estão implícitas nas verificações de segurança relativas à interacção via ponte, e que não serão abordadas neste trabalho.

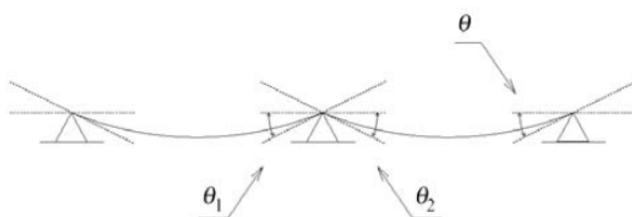


Figura 42 – Rotações nos apoios [3]

Verificações adicionais poderão ser definidas no entanto para um projecto particular ou nos documentos nacionais de aplicação de cada país. Como exemplo de grandeza de valores apresenta-se a norma espanhola (Tabela 13) para as rotações referidas. As rotações devem ser calculadas para o modelo LM71 multiplicado pelo factor dinâmico Φ e para as acções térmicas.

Tabela 13 – Limites rotações (norma espanhola) [14]

Casos	$\theta (\times 10^{-1} \text{ rad})$	
	Via única	Via dupla ou superior ⁽¹⁾
Transição tabuleiro-encontro (θ) Via balastada	6,5	3,5
Tramos consecutivos ($\theta_1 + \theta_2$) Via balastada	10,0	5,0
(θ) e ($\theta_1 + \theta_2$) Via não balastada ⁽¹⁾	5,0	2,5
(θ) e ($\theta_1 + \theta_2$) Via não balastada ⁽²⁾	0	0

⁽¹⁾ Continua apenas em um dos extremos

⁽²⁾ Continua nos dois extremos

⁽³⁾ Apenas com uma via carregada,

⁽⁴⁾ São necessários cálculos especiais

Nota: Os valores para vias não balastadas apenas são referidos na IAPP

3.1.5 Critérios relativos ao conforto dos passageiros

O conforto dos passageiros depende das acelerações a que ficam submetidas as caixas das carruagens aquando da passagem do comboio sobre a ponte.

Por conseguinte, a EN1990-prAnnexA2 fornece valores indicativos para o valor de pico da aceleração vertical nas carruagens b_v' em correspondência com três níveis de conforto: muito bom, bom e aceitável (Tabela 14).

A verificação do nível de conforto dos passageiros envolveria desta forma a realização de uma análise dinâmica com interação entre a ponte e o comboio para a obtenção das acelerações nas carruagens e a sua confrontação com os limites especificados.

Para pontes constituídas por tramos simplesmente apoiados ou com continuidade, que não apresentem variações significativas dos vãos, ou da rigidez dos seus tramos, e com vãos inferiores a 120 m, a verificação do conforto dos passageiros pode ser efectuada de uma forma simplificada limitando-se o deslocamento vertical do tabuleiro.

Tabela 14 - Valores indicativos da aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto [3]

Nível de Conforto	Aceleração Vertical b_v' (m/s ²)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

Os valores limite da relação L/δ , em que L é o vão e δ o valor máximo do deslocamento vertical do tabuleiro, sob o eixo da via carregada, para o modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico Φ , são apresentados em função do vão e da velocidade para pontes cujo tabuleiro seja constituído por uma sucessão de três ou mais tramos simplesmente apoiados e para $bv' = 1,0 \text{ m/s}^2$ (ver Figura 43). No caso de o tabuleiro ser constituído por um número inferior de tramos, os valores limite deverão ser multiplicados por 0,7. No caso de o tabuleiro ser constituído por três ou mais tramos com continuidade, os valores limite deverão ser multiplicados por 0,9.

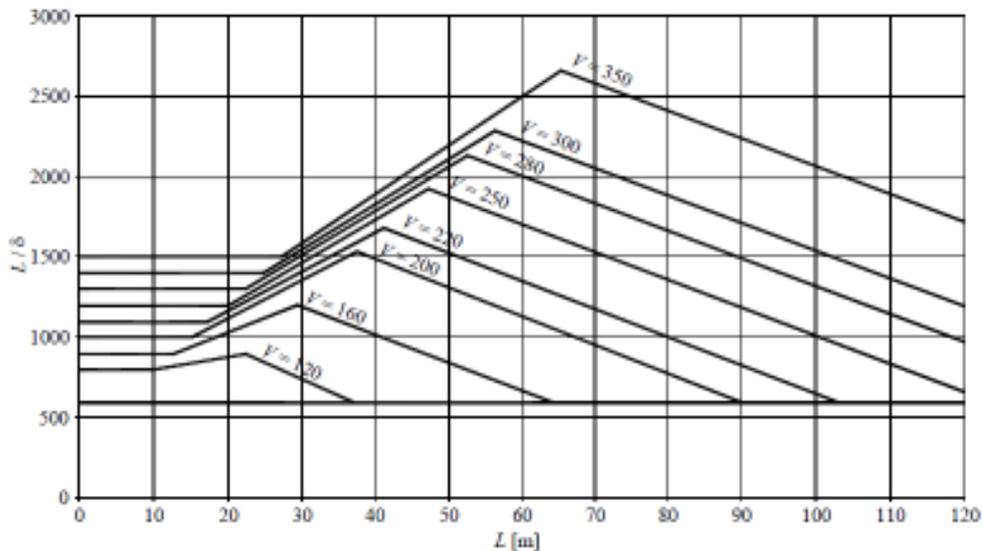


Figura 43 - Os valores limite da relação L/δ [3]

Nos casos em que é necessária a realização de uma análise dinâmica com interacção entre a ponte e o comboio, deverá atender-se aos seguintes aspectos:

- Gama de velocidades até à velocidade máxima dos veículos;
- Esquemas de carga característicos de cada comboio real;
- Interacção dinâmica entre os diversos veículos do comboio real e a estrutura;
- Amortecimento e rigidez das suspensões dos veículos;
- Número de carruagens suficientes de modo a obterem-se os efeitos máximos em grandes vãos;
- Número de vãos suficientes para provocar efeitos de ressonância nas suspensões dos veículos.

3.2 INTERACÇÃO VIA-ESTRUTURA

3.2.1 Interação via estrutura metodologias de cálculo dinâmico

Os efeitos dinâmicos de tráfego em pontes ferroviárias de alta velocidade podem ser avaliados mediante a utilização de modelos de cargas móveis sem interação ou com interação ponte-comboio.

A EN1991-2, com base nos estudos elaborados pela comissão D214 do ERRI, apresenta uma alternativa à realização de análises dinâmicas com interação ponte-comboio, em que o efeito favorável desta interação é considerado de uma forma aproximada introduzindo um coeficiente de amortecimento adicional ($\Delta \xi$).

Desse estudo resultou a seguinte expressão em função do vão (L).

$$\Delta \xi = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} (\%) \quad 3.13$$

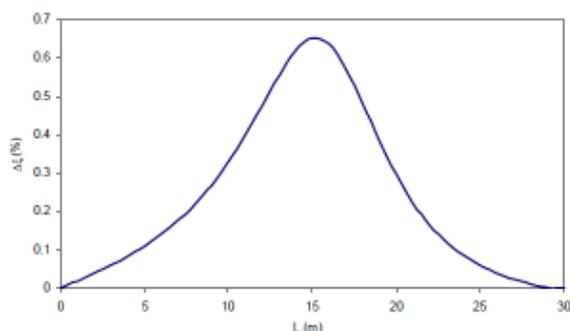


Figura 44 – Amortecimento adicional [3]

A expressão representa uma envolvente inferior aos resultados obtidos para vãos no intervalo $5 \leq L \leq 30$ (m) e relações L/f no intervalo $1000 \leq L/f \leq 2000$ em que f é a flecha a meio vão devido ao modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico já referido.

O amortecimento total (ξ_{total}) a considerar nas análises dinâmicas sem interação é assim dado pela soma do amortecimento estrutural com o amortecimento adicional.

$$\xi_{TOTAL} = \xi + \Delta \xi \quad 3.14$$

Aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias

Em vias balastradas com manutenção cuidada e com vãos pequenos revela-se suficiente determinar a interacção com recurso a estes factores, evitando assim metodologia mais complexas que embora mais realistas não traduzem a sua eficácia de forma significativa.

Capítulo 4 -ANÁLISE DO TABULEIRO DE UM VIADUTO PARA UMA LINHA DE ALTA VELOCIDADE

4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

O pré-dimensionamento da solução foi proposto pelo orientador e docente Engenheiro António Reis. Contudo, não será excessivo expor aqui alguns critérios que terão levado á escolha da secção em estudo.

Os materiais estruturais a utilizar são o betão C30/37, o aço S355NL e A500NR. A esbelteza das vigas depende de factores como sejam as condições de apoio, as cargas actuantes e o tipo de aço utilizado. No caso de pontes ferroviárias, pode-se utilizar a seguinte relação $L/h = 14$ a 18 para vãos compreendidos entre 30 e 80 m. Os banzos são em geral dimensionados para serem totalmente efectivos no estado limite último, o que de acordo com a EN1993 equivale a $c/t < 10\varepsilon$. Isto conduz à utilização de banzos com espessuras em geral de 30 a 150 mm. As almas são dimensionadas para que seja mobilizada a sua resistência de pós – encurvadura. Utiliza-se em geral uma esbelteza de $70 < h_w/t_w < 200$. Os reforços transversais reduzem a esbelteza da alma e consequentemente aumenta a resistência ao esforço transversal em função do aumento da tensão crítica de instabilidade elástica sob acção do esforço transversal [12].

Uma vez que se trata de uma ponte ferroviária com duas vias de bitola larga, $S = 1,435$ m [2], adopta-se uma largura de 14 m para o tabuleiro, formado por duas consolas com 2,45 m de comprimento, e uma laje interior de 2,15 m, com espessura de 0,3 m nas zonas sobre os apoios e a laje superior com 0,35 metros. A distância entre o eixo vertical dos caixões metálicos é de 6 m como indicado na Figura 45. O eixo do comboio está centrado com o centro de corte do caixão metálico.

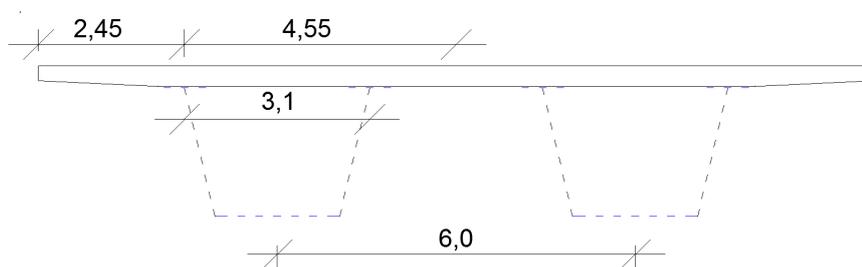


Figura 45 – Laje superior e espaçamentos de vigas (distancias em metros)

Os banzos quer superior quer inferior em ELU serão sempre efectivos e de classe 1, pois estão impedidos de encurvar devido ao betão.

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

O primeiro condicionamento refere-se ao limite que a esbelteza deve ter para que a alma trabalhe em regime pós-crítico, isto é, para permitir tirar o maior partido da resistência pós encurvadura ao corte e à flexão da alma, para que tal possa acontecer deve ter-se:

$$70 < \frac{d}{t_w} < 200 \quad 4.1$$

Tabela 15 - Dimensões das almas e respectiva esbelteza

	Apoio	Vão
d[mm]	2177	2218
t _w [mm]	15	12
d/t _w	145,13	184,8

A esbelteza da alma também deve ser limitada para não existir instabilidade com a flexão global devido a forças induzidas pela encurvadura dos banzos no mesmo plano da alma, ou seja, evitar o risco de colapso induzido pela encurvadura do banzo. Neste caso, acontece que a alma tende a instabilizar como uma placa que se admite articulada nos banzos e sujeita a tensões verticais no plano da alma devido às forças de desvio induzidas pelo banzo [19]. Para evitar este fenómeno, deve-se, segundo o EC3, limitar a espessura da alma:

$$\frac{d}{t_w} \leq k \sqrt{\frac{A_w}{A_f}} \times \frac{E_s}{f_y} \quad 4.2$$

onde:

k é o coeficiente que tem em conta se o dimensionamento é elástico, plástico ou plástico com partido da rotação plástica da secção;

A_w é a área da alma;

A_f a área do banzo;

E_s o módulo de elasticidade do aço;

f_y é o valor de cálculo da tensão de rotura do aço estrutural.

Assim na secção de apoio verifica-se:

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

$$\frac{2177}{15} \leq k \times \sqrt{\frac{2177 \times 15}{1000 \times 40}} \times \frac{210 \times 10^3}{355} \quad 4.3$$

$$145,13 \leq k \times 643,27 \quad 4.4$$

O coeficiente k é $k=0,55$ para um dimensionamento elástico da secção, $k=0,4$ caso se utilize a resistência plástica da secção e $k=0,3$ caso se tire partido da capacidade de rotação plástica da secção. Mesmo adoptando o valor de k mais penalizante de $0,3$ a condição anterior continua a ser verificada:

$$145,13 \leq 192,98 \quad 4.5$$

4.2 DESCRIÇÃO GERAL DO VIADUTO

4.2.1 Geometria

O viaduto em estudo é constituído por 3 vãos de 35 m e 2 de 27,5 m como está ilustrado na Figura 46.

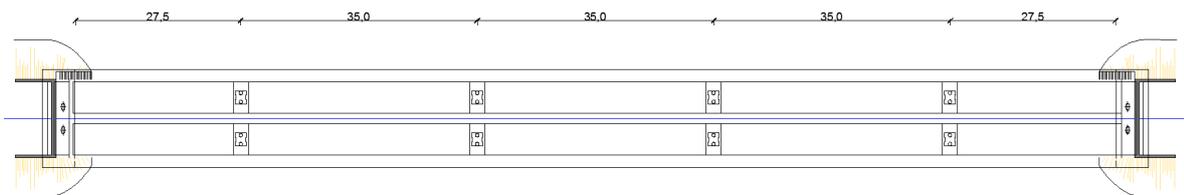


Figura 46 – Perfil longitudinal do viaduto

Quanto à secção transversal, é constituída por 2 vigas em caixão metálico centradas com o eixo dos carris. Na zona dos apoios existe uma laje de compressão que se desenvolve até $1/5$ de vão.

Nas zonas dos apoios serão adoptados diafragmas em aço maciço com uma espessura de 1,2 cm com uma abertura no centro de $0,8 \times 0,8$ (m). Ao longo do vão existem diafragmas para evitar a encurvadura das almas e conferir maior rigidez à torção no processo de lançamento. Estes diafragmas serão dispostos com um afastamento de 7,0m.

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

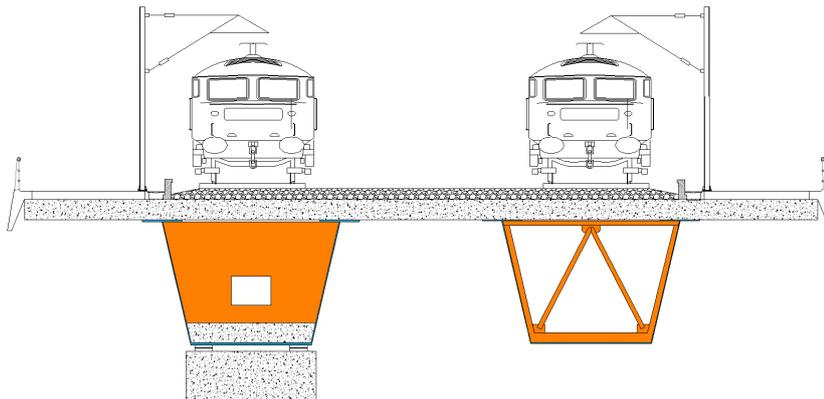


Figura 47 – Secção transversal apoio e vão

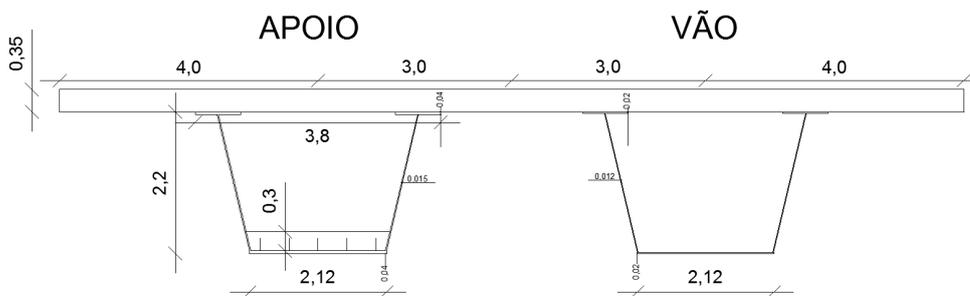


Figura 48 – Dimensões da secção de vão e de apoio (distâncias em metros)

4.2.2 Materiais

4.2.2.1 Aço Estrutural

Os aços em pontes metálicas e mistas devem satisfazer características de resistência mecânica e de soldabilidade adequadas. Em geral, as especificações de projecto exigem-se, em geral, aços para estruturas soldadas de pontes com carbonos equivalentes $Ce < 0,43\%$. No que se refere à resistência mecânica, essas características estão fundamentalmente associadas à tensão de cedência, ductilidade e resistência à rotura frágil (tenacidade). Esta última característica é fundamental nas estruturas soldadas sujeitas à fadiga como são o caso das pontes ferroviárias.

A resistência à rotura frágil está relacionada com as características à resistência à propagação de fendas. Trata-se de uma característica mecânica medida em geral em ensaios Charpy a partir da energia de rotura no ensaio de choque a uma determinada temperatura. Assim, as baixas

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

temperaturas e o aumento da espessura das chapas na construção soldada obrigam à adopção de aços com melhores características em relação à rotura frágil.

Os aços previstos na EN10025-3 são os chamados aços soldáveis de grão fino em geral com melhores características de resistência à rotura frágil para elementos de chapas espessas (banzos de vigas).

O aço é, geralmente, o material que mais contribui para a rigidez e resistência de um elemento de construção mista. A relação constitutiva, bem como as tensões características de cedência e de rotura dos diversos tipos de aço estão preconizadas na parte 1 do EC3. No programa de cálculo, considera-se um comportamento isotrópico elasto-plástico com plasticidade perfeita, que se apresenta no gráfico abaixo.

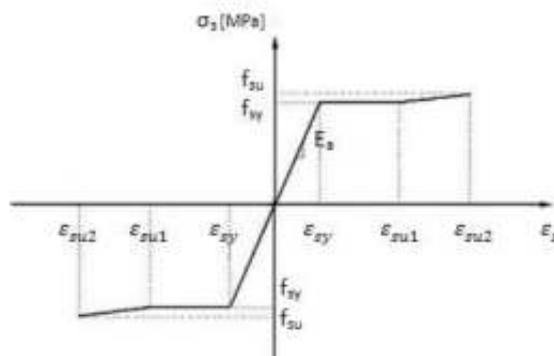


Figura 49 - Relação constitutiva do aço [8].

Tabela 16 - Tensão de cedência f_y e tensão última à tracção f_u para aços laminados a quente

Classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 355 N/NL	355	490	335	470

4.2.2.2 Betão estrutural

O betão apresenta comportamento diferente quando submetido a esforços de compressão ou de tracção, sendo a definição desta relação um dos aspectos importantes quando se efectua uma

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

análise não linear. A relação constitutiva adoptada para modelar o comportamento do betão é mais complexa, estando esta representada na Figura 50.

Em compressão, o diagrama inclui dois troços distintos, respectivamente, um ascendente e um descendente. No primeiro, a tensão aumenta com o acréscimo da deformação, designando-se este fenómeno por strain-hardening. O segundo, designado por strain-softening, corresponde a uma estabilização ou a uma redução da tensão instalada, com o aumento de deformação, até se atingir a rotura.

À tracção, o betão apresenta um comportamento elástico-frágil, sendo o valor da resistência à tracção muito inferior ao valor da resistência à compressão.

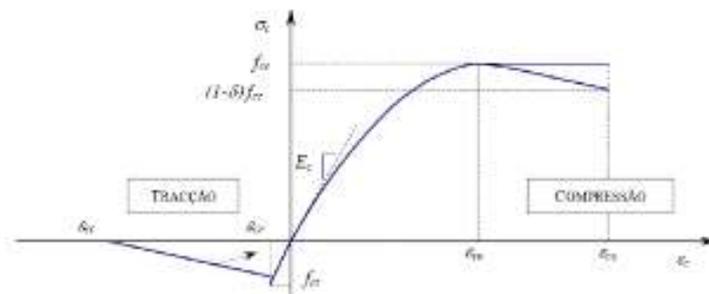


Figura 50 - Relação constitutiva do betão.

As propriedades mecânicas do betão são muito variáveis, variando com a sua idade, tipo de agregados utilizados na sua composição, condições de colocação em obra, cura, etc. Para a definição das características elásticas da estrutura adoptou-se como material estrutural um betão da classe de resistência C30/37 com as características presentes na Tabela 17.

De acordo com, ERRI [5], pode ainda considerar-se, não o módulo de elasticidade médio, mas um módulo de elasticidade dinâmico, função da taxa de aplicação das cargas sobre a estrutura, o que no caso dos comboios de alta velocidade poderá corresponder a acréscimos de 15% no módulo de elasticidade do betão. Como na norma Europeia nada é referido a esse respeito, consideraram-se apenas os valores estáticos.

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

Tabela 17 – Características do betão

	Laje de Tabuleiro
Betão	C30/37
f_{ck} (MPa)	30
f_{cm} (MPa)	38
f_{cd} (MPa)	20

4.2.2.3 Armaduras ordinárias

A classe do aço adoptada em todas as peças de betão armado é o A500 NR que tem as seguintes características:

Tabela 18 - Características do Aço das Armadura

f_{sd}	435	MPa
ϵ_{sd}	2,18	‰
E_s	210	GPa

4.2.3 Acções

4.2.3.1 Acções Permanentes

Como acções permanentes temos o peso próprio da estrutura (caixões, lajes, reforços), restantes cargas permanentes respeitantes a uma ponte ferroviária, e retracção. Os valores das restantes cargas permanentes estão definidos no EC1. Nas tabelas seguintes apresentam-se os valores das cargas por unidade de comprimento.

i) Peso próprio

Tabela 19 - Peso próprio da secção apoio

	Nº de partes	d x t	A [m ²]	γ [kN/m ³]	Carga [kN/m]	Densidade aço [KN/m]
- Banzo inferior	1	2,120x0,04	0,084	78,5	6,7	19,42
- Almas	2	2,178x0,015	0,032	78,5	5,1	
- Banzos superiores	2	0,7x0,04	0,028	78,5	4,4	
- Laje superior	1	0,35	2,450	25	61,3	
- Laje inferior	1	0,30	0,648	25	16,2	
Total					93,6	

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

Tabela 20 - Peso próprio da secção vão

	Nº de partes	dxt	A [m2]	γ [kN/m3]	Carga [kN/m]	Densidade aço [KN/m]
- Banzo inferior	1	2,120x0,02	0,0424	78,5	3,3	11,65
- Almas	2	2,178x0,012	0,0266	78,5	4,2	
- Banzos superiores	2	0,7x0,02	0,0140	78,5	2,2	
- Laje superior	1	0,35x7,0	2,45	25	61,3	
				Total	71,0	

ii) Restantes carga permanentes

Tabela 21 – Restantes caras permanentes

	Nº de partes	A [m2]	γ [kN/m3]	Carga [kN/m]
Balastro	1	2,63	20	52,50
Caixa-balastro	1	0,12	25	3,00
Passeios	1	0,32	18	5,76
Conjunto carris UIC 60	1	-	-	1,20
Travessas	1	-	-	4,80
Impermeabilização	1	-	-	3,50
Catenária	1	-	-	0,56
Vigas de bordadura	1	-	25	3,60
Guarda-corpos	1	-	-	1,00
			Total	75,9

iii) Retracção

O efeito da retracção pode ser determinado através de um método simplificado, onde E_c é o módulo de elasticidade do betão, α é o coeficiente de dilatação térmica do betão, A_c é a área de betão e o ΔT_{equ} é temperatura equivalente à retracção. O cálculo da temperatura equivalente não será exposto neste capítulo mas obteve-se um valor de $32,4^\circ$.

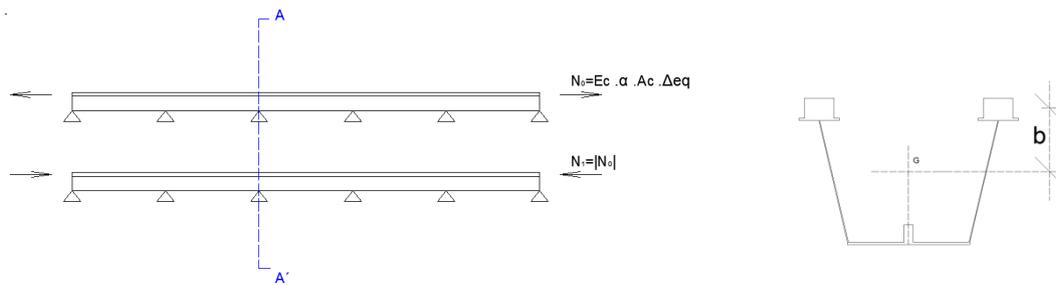


Figura 51 – Modelo para determinação do efeito da hiperestático da retracção.

4.2.3.2 Acções Variáveis

As variações de temperatura definidas na EN 1991-1-5, na qual a secção 6 é especificamente dedicada às pontes. No ponto 6.1.1 estabelecem-se as várias secções transversais do tabuleiro, sendo a secção mista estudada do tipo 2.

Para análise longitudinal dos efeitos da temperatura diferencial, a EN 1991-1-5 na cláusula 6.1.4.1 fornece uma tabela de valores, os quais sofrem alterações pelo anexo nacional (NA) 2.3-f) para $\Delta T_{M,heat}$ de 15°C e $\Delta T_{M,cool}$ de 18°C . Estes podem ainda ser afectados de um coeficiente K_{sur} de 0,8 e 1,2 respectivamente, devido à influência do balastro. Assim define-se $\Delta T^+ = 12^\circ\text{C}$ e $\Delta T^- = -18^\circ\text{C}$

i) Temperatura diferencial

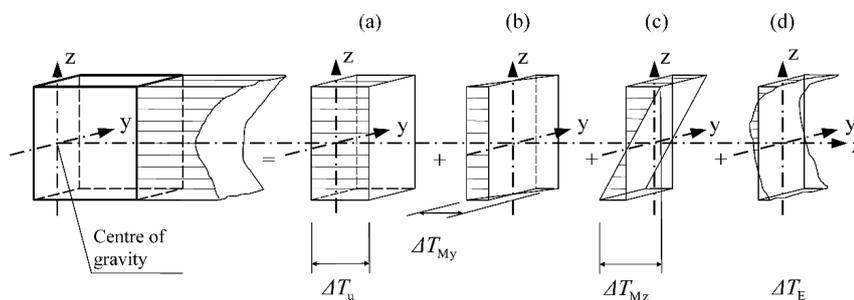


Figura 52 – Diagramas de tensões temperatura diferencial

- a) componente da variação uniforme de temperatura, ΔT_u ;
- b) componente linear da variação diferencial de temperatura ao longo do eixo z, ΔT_{My} ;

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

- c) componente linear da variação diferencial de temperatura ao longo do eixo y, ΔT_{Mz} ;
- d) componente não linear da variação diferencial de temperatura, ΔT_E . A esta componente corresponde um sistema de tensões auto-equilibradas com esforços resultantes nulos no elemento.

$$\begin{aligned}\Delta T_m^{cool} &= -18 \text{ }^\circ\text{C} \\ \Delta T_m^{heat} &= 15 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

4.6

Os efeitos da temperatura diferencial negativa e positiva foram calculados através do programa SAP2000 introduzindo um gradiente térmico na secção.

$$\frac{\Delta T_{dif}}{h_{secção}} = \frac{\mp 33}{2,55}$$

4.7

4.3 METODOLOGIA EVOLUTIVA

A progressão da fase construtiva de uma obra desta dimensão leva à determinação das características da mesma ao longo dessa evolução. Embora este trabalho não tenha como principal objectivo uma descrição pormenorizada e detalhada deste fase de cálculo, entende-se no entanto necessário apresentar uma sequência construtiva e determinar, alguns parâmetros que justifiquem algumas das opções tomadas ao longo deste estudo pois nas estruturas mistas este tipo de estudo torna-se ainda mais importante.

4.3.1 Faseamento construtivo

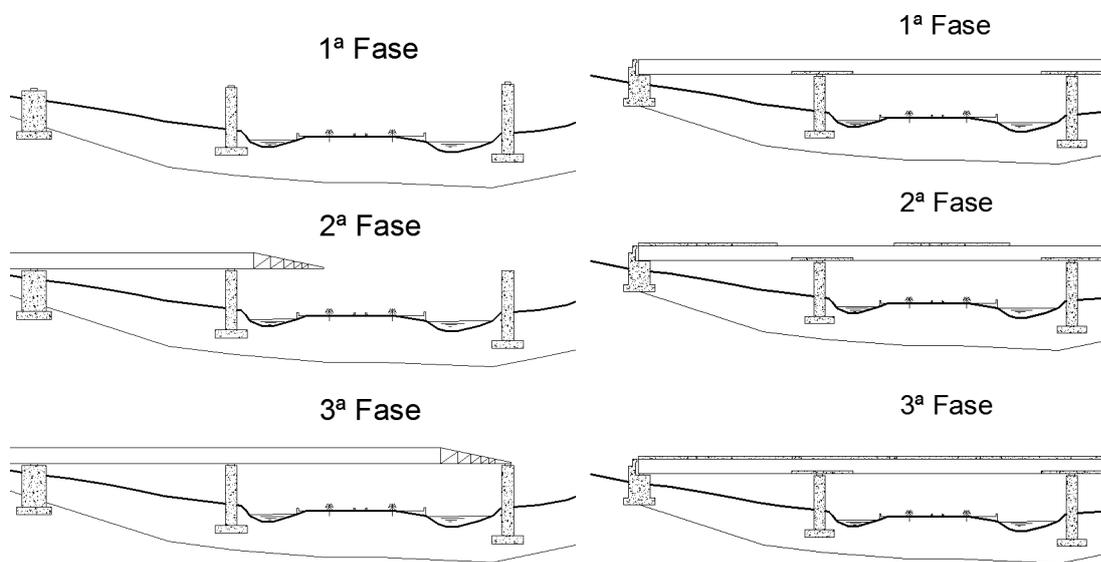


Figura 53- Faseamento construtivo lançamento/betonagem

- Betonagem da laje interior nos apoios;
- Betonagem/colocação da laje nas zonas dos vãos;
- Betonagem/colocação da laje nas zonas dos apoios;
- Colocação das restantes cargas permanentes;

Na fase 2 do lançamento dos caixões deve existir a preocupação de verificar a segurança da secção do caixão quando este está nas proximidades de atingir o pilar seguinte, pois nesta fase geram-se tensões elevadas na zona do apoio anterior devido ao caixão estar em consola e de existir o nariz metálico. Importante também frisar que no processo de lançamento deve existir o cuidado com a verificação de resistência local no banzo tendo em conta as cargas concentradas no seu plano que se dá o nome de “Patch loading” definido na EN 1993-1-5 na secção 6.

4.3.2 Apresentação de resultados

4.3.2.1 Considerações de cálculo

O regulamento de estruturas metálicas, pressupõe algumas alterações à estrutura original para ter em conta alguns fenómenos. Um desses efeitos é o efeito de “shear lag” que consiste na definição de uma região do banzo de betão que funcione em conjunto com cada perfil metálico na resistência às forças exteriores aplicadas, e na qual a distribuição de tensões se admite ser uniforme e igual à tensão máxima que se desenvolve ao longo da largura do banzo.

Esta distribuição de tensões não uniforme ao longo de toda a largura real do banzo de betão é devida a forças concentradas aplicadas pelos conectores que actuam longitudinalmente no banzo de betão e geram deformações por corte longitudinal no seu próprio plano, fazendo com que as secções transversais do elemento deixem de ser planas. Assim somando as deformações devidas à flexão do elemento com as da actuação do corte longitudinal obtêm-se deformações que variam ao longo de cada secção transversal.

Para o presente trabalho realizou-se o cálculo desta largura efectiva para as diferentes zonas, apoio exterior, vão exterior, apoio interior e vão exterior. Contudo a norma EN 1994-2 5.4.1.2(4) define que a largura efectiva, para análise elástica, deve ser tomada como constante e igual à do primeiro vão de extremidade. Assim sendo e como o valor da b_{eff} no vão de extremidade é 7 m (1/2 secção), tomou-se esse valor para todas as secções.

Outra verificação necessária e obrigatória é a classe da secção metálica. Apesar de não ser o objecto de estudo desta tese optou-se por calcular as classes das diferentes secções nas diferentes etapas do faseamento construtivo a fim de verificar as características das secções.

4.3.2.2 Verificação de tensões em serviço

i) Fase 1- Colocação do caixão e das lajes inferiores nos apoios

Tendo em conta o faseamento construtivo, a diferente duração de actuação das acções e o facto de as secções serem mistas, não é aplicável o princípio da sobreposição de efeitos aos esforços resultantes de cada uma das acções. Torna-se, por isso, necessário elaborar diversos modelos de cada estrutura em que as propriedades das secções diferem consoante a secção que efectivamente resiste aos esforços actuantes em cada etapa da construção e em serviço – só secção metálica ou secção mista.

Por esse facto, a verificação da segurança em serviço é feita em termos de tensões, calculadas tendo em consideração as propriedades das secções existentes aquando da aplicação de cada uma das acções.

onde:

$L_{N_{el,eff}}$ linha neutra da secção efectiva (classe 4);

z_{inf} distância à fibra inferior do aço;

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

$z_{s,sup}$ distância à fibra superior das armaduras;

$z_{c,sup}$ distância à fibra superior do betão;

$I_{y,eff}$ Inércia em y da secção efectiva (classe 4);

$W_{y,eff,inf}$ módulo de flexão elástico efectivo.

Numa primeira fase calculou-se as propriedades da secção para a fase 1, fase que tem como secção resistente o caixão metálico.

Tabela 22 – Características da secção Fase 1

Secção	$LN_{el,eff}$ [mm]	z_{inf} [mm]	z_{sup} [mm]	$I_{y,eff}$ [mm ⁴]	$W_{y,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{y,eff,sup}$ [mm ³]
Apoio	1111,1	1111,1	1088,9	1,557E+11	1,402E+08	1,430E+08
Vão	774,7	774,7	1425,3	7,989E+10	1,031E+08	5,605E+07

Tabela 23 – Tensões Fase 1

	Fibra	$W_{y,eff}$ [mm ³]	M [kNm]	$\sigma_{fase 1}$ [MPa]
Vão	aço sup	5,605E+07	541	9,65
	aço inf	1,031E+08		5,25
	betão sup	-		0,00
Apoio	aço sup	1,430E+08	-1736	-12,13
	aço inf	1,402E+08		-12,32
	betão inf	-		0,00

ii) Fase2- Colocação das lajes nos vãos

Em seguida na Fase 2 foi necessário calcular novas propriedades da secção, pois nas zonas dos apoios a secção em causa já tem um comportamento misto que não se verificava na fase anterior. Para isso homogeneizou-se a secção de betão em aço tendo em conta os efeitos de fluência e duração da carga. Nesta fase como já foi descrito anteriormente fez-se a betonagem da laje superior nos vãos.

Tabela 24 - Coeficiente de homogeneização para acções permanentes

$n_0 = E_a / E_{cm}$	ψ_L	φ_t	n_L
6,36	1,1	2,5	23,86

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

Tabela 25 - Características da secção Fase 2

Secção	$LN_{el,eff}$ [mm]	Z_{inf} [mm]	Z_{sup} [mm]	$Z_{c,inf}$ [mm]	$Z_{c,sup}$ [mm]	$I_{y,eff}$ [mm ⁴]	$W_{a,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{a,eff,sup}$ [mm ³]	$W_{c,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{c,eff,sup}$ [mm ³]
Apoio	882,6	882,6	1317,4	842,6	-	1,956E+11	2,216E+08	1,485E+08	2,321E+08	-
Vão	774,7	774,7	1425,3	-	-	7,989E+10	1,031E+08	5,605E+07	-	-

Tabela 26 - Tensões Fase 2

Fase 2 - Betonagem da laje superior nas zonas de vão					
	Fibra	$W_{y,eff}$ [mm ³]	M [kNm]	$\sigma_{fase\ 2}$ [MPa]	Acumulado
Vão	aço sup	5,605E+07	3006	53,6	63,29
	aço inf	1,031E+08		29,1	34,8
	betão sup	-		0,00	0,0
Apoio	aço sup	1,485E+08	-5718	-38,66	-50,79
	aço inf	2,216E+08		-24,85	-37,5
	betão inf	2,321E+08		-1,02	-1,02

iii) Fase3- Colocação das lajes nos apoios

A Fase 3 pressupõe a betonagem de troços de laje com aproximadamente 6/7 metros nas zonas dos apoios. Nesta fase A secção de vão já trabalha como uma secção mista, tendo sido calculadas novas propriedades.

Tabela 27 - Coeficiente de homogeneização para acções permanentes

$n_0 = E_a / E_{cm}$	ψ_L	φ_t	n_L
6,36	1,1	2,5	23,86

Tabela 28 - Características da secção Fase 3

Secção	$LN_{el,eff}$ [mm]	Z_{inf} [mm]	Z_{sup} [mm]	$Z_{c,inf}$ [mm]	$Z_{c,sup}$ [mm]	$I_{y,eff}$ [mm ⁴]	$W_{a,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{a,eff,sup}$ [mm ³]	$W_{c,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{c,eff,sup}$ [mm ³]
Apoio	882,6	882,6	1317,4	842,6	-	1,956E+11	2,216E+08	1,485E+08	2,321E+08	-
Vão	1609,0	1609,0	591,0	-	941,0	2,224E+11	1,382E+08	3,764E+08	-	2,364E+08

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

Tabela 29 - Tensões Fase 3

Fase 3 - Betonagem da laje superior nas zonas de apoio					
	Fibra	$W_{y,eff}$ [mm ³]	M [kNm]	$\sigma_{fase\ 3}$ [MPa]	Acumulado
Vão	aço sup	3,764E+08	419	1,16	64,74
	aço inf	1,382E+08		3,16	37,26
	betão sup	2,364E+08		0,06	0,06
Apoio	aço sup	1,485E+08	-1541	-10,42	-61,68
	aço inf	2,216E+08		-6,7	-43,63
	betão inf	2,321E+08		-0,27	-1,24

iv) Fase4- Colocação das RCP

Após concluída a betonagem da ponte a fase seguinte é proceder à impermeabilização do tabuleiro, balastro, travessas, carris, passeios e catenárias, entre outros elementos constituintes da obra de arte.

Tabela 30 - Coeficiente de homogeneização para acções permanentes

$\eta_0 = E_a / E_{cm}$	ψ_L	φ_t	η_L
6,36	1,1	2,5	23,86

Tabela 31 – Características da secção Fase 4

Secção	$LN_{el,eff}$ [mm]	Z_{inf} [mm]	Z_{sup} [mm]	$Z_{c,inf}$ [mm]	$Z_{c,sup}$ [mm]	$I_{y,eff}$ [mm ⁴]	$W_{a,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{a,eff,sup}$ [mm ³]	$W_{c,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{c,eff,sup}$ [mm ³]
Apoio	1323,5	1323,5	876,5	1283,5	1226,5	3,596E+11	2,717E+08	4,103E+08	2,802E+08	2,932E+08
Vão	1784,2	1784,2	415,8	-	765,8	2,224E+11	1,247E+08	5,349E+08	-	2,904E+08

Tabela 32 - Tensões Fase 4

Fase 4 - Aplicação da RCP					
	Fibra	$W_{y,eff}$ [mm ³]	M [kNm]	$\sigma_{fase\ 4}$ [MPa]	Acumulado
Vão	aço sup	5,349E+08	3663	10,13	74,58
	aço inf	1,247E+08		27,59	65,14
	betão sup	2,904E+08		0,55	0,61
Apoio	aço sup	4,103E+08	-8575	-20,38	-81,6
	aço inf	2,717E+08		-33,1	-76,7
	betão sup	2,932E+08		-1,25	-1,24
	betão inf	2,802E+08		-1,31	-2,6

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

v) Fase 5 - Retracção do betão

Nesta fase tornou-se necessário determinar o efeito da retracção do betão, efeito esse que se traduz no aparecimento de momentos positivos.

Como o efeito hiperestático da retracção conduz a momentos negativos optou-se por desprezar este valor na quantificação da acção no vão. Já no apoio considerou-se o valor correspondente.

Tabela 33 - Coeficiente de homogeneização para acções rápidas

$n_0 = E_a / E_{cm}$	ψ_L	φ_t	n_L
6,36	0,55	2,5	15,11

Tabela 34 - Características da secção Fase 5 (Não fissurada)

Secção	$LN_{el,eff}$ [mm]	Z_{inf} [mm]	Z_{sup} [mm]	$Z_{c,inf}$ [mm]	$Z_{c,sup}$ [mm]	$I_{y,eff}$ [mm ⁴]	$W_{a,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{a,eff,sup}$ [mm ³]	$W_{c,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{c,eff,sup}$ [mm ³]
Apoio	1493,4	1453,4	746,6	1413,4	2210,0	4,635E+11	3,189E+08	6,208E+08	3,279E+08	2,097E+08
Vão	992,5	1557,5	642,5	-	992,5	2,046E+11	1,314E+08	3,184E+08	-	2,061E+08

Tabela 35 - Tensões Fase 5

Fase 5 - Retracção					
	Fibra	$W_{y,eff}$ [mm ³]	M_{max}	$\sigma_{fase 3}$ [MPa]	Acumulado
Vão	aço sup	3,184E+08	0	-	74,58
	aço inf	1,314E+08		-	65,14
	betão sup	2,061E+08		-	0,61
Apoio	aço sup	6,208E+08	-11666	-19,71	-101,30
	aço inf	3,189E+08		-39,78	-116,66
	betão sup	2,097E+08		-3,95	-5,20
	betão inf	3,279E+08		-2,53	-5,13

vi) Fase 6 – Aplicação da sobrecarga e temperatura diferencial

Na fase 6 determinou-se a envolvente das sobrecargas regulamentares já descritas no ponto 2.2, os momentos apresentados na tabela são momentos calculados com a secção de apoio fissurada para os momentos de vão, e com a secção de apoio não fissurada para o momentos de apoio. Igualmente para a acção da temperatura.

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

Tabela 36 - Coeficiente de homogeneização para acções rápidas

$n_0 = E_a / E_{cm}$	Ψ_L	Φ_t	n_L
6,36	0	2,5	6,36

Tabela 37 - Características da secção Fase 6 (Não fissurada)

Secção	$LN_{el,eff}$ [mm]	Z_{inf} [mm]	Z_{sup} [mm]	$Z_{c,inf}$ [mm]	$Z_{c,sup}$ [mm]	$I_{y,eff}$ [mm ⁴]	$W_{a,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{a,eff,sup}$ [mm ³]	$W_{c,eff,inf}$ [mm ³]	$W_{c,eff,sup}$ [mm ³]
Apoio	1629,8	1629,8	570,2	1589,8	920,2	7,091E+11	4,351E+08	1,244E+09	4,460E+08	7,706E+08
Vão	2033,7	2033,7	166,3	-	516,3	2,912E+11	1,432E+08	1,751E+09	-	5,640E+08

Tabela 38 – Tesões Fase 6

Fase 6 - SC (LM71 + SW/2)					
	Fibra	$W_{y,eff}$ [mm ³]	$\Phi_3 \times M_{max}$	$\sigma_{fase\ 3}$ [MPa]	Acumulado
Vão	aço sup	1,751E+09	11051	6,31	80,89
	aço inf	1,432E+08		77,45	142,59
	betão sup	5,640E+08		3,09	3,70
Apoio	aço sup	1,244E+09	-21290	-16,64	-117,94
	aço inf	4,351E+08		-51,46	-168,11
	betão sup	7,706E+08		-4,32	-9,52
	betão inf	4,460E+08		-7,89	-13,02

Tabela 39 – Tesões Fase 6

Fase 6 – Temperatura diferencial					
	Fibra	$W_{y,eff}$ [mm ³]	M_{max}	$\sigma_{fase\ 3}$ [MPa]	Acumulado
Vão	aço sup	1,751E+09	10933	3,75	84,64
	aço inf	1,432E+08		45,97	188,57
	betão sup	5,640E+08		1,83	5,53
Apoio	aço sup	1,244E+09	-10933	-8,54	-123,07
	aço inf	4,351E+08		-26,42	-183,97
	betão sup	7,706E+08		-2,23	-10,85
	betão inf	4,460E+08		-4,05	-15,45

Como é fácil de verificar a laje superior fendilha com a aplicação da sobrecarga e/ou da temperatura diferencial, assim sendo foi necessário recorrer a uma análise fendilhada, considerando uma armadura ordinária de 2 camadas de $\phi 20//10$ ($A_s = 62,84 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

vii) Fase 6 – Aplicação da sobrecarga e temperatura diferencial secção fissurada

Tabela 40 - Características da secção Fase 6 e 7 (Fissurada)

Secção	LNeI,eff [mm]	zinf [mm]	zsup [mm]	zc,inf [mm]	zs,sup [mm]	zs,inf [mm]	ly,eff [mm ⁴]	Wa,eff,inf [mm ³]	Wa,eff,sup [mm ³]	Wc,eff,inf [mm ³]	Ws,eff,sup [mm ³]	Ws,eff,inf [mm ³]
Apoio	914,0	914,0	1286,0	874,0	1616,0	1386,0	3,39E+11	3,71E+08	2,63E+08	3,88E+08	2,10E+08	2,44E+08

Tabela 41 - Tensões Fase 6 (Fissurada)

Fase 6 - SC (LM71 + SW/2)					
	Fibra	W _{y,eff} [mm ³]	M [kNm]	σ _{fase 2} [MPa]	Acumulado
Vão	aço sup	1,75E+09	12279	7,07	81,59
	aço inf	1,43E+08		86,42	151,20
	betão sup	5,64E+08		3,45	4,04
Apoio	aço sup	2,639E+08	-18279	-70,95	-172,25
	aço inf	3,713E+08		-49,84	-166,50
	armaduras sup	2,100E+08		-86,12	-86,87
	betão inf	3,883E+08		-7,23	-12,62

Tabela 42 – Tensões Fase 6 (Fissurada)

Fase 6 – Temperatura diferencial					
	Fibra	W _{y,eff} [mm ³]	M [kNm]	σ _{fase 2} [MPa]	Acumulado
Vão	aço sup	1,75E+09	6618	3,8	83,59
	aço inf	1,43E+08		46,6	179,2
	betão sup	5,64E+08		1,9	5,15
Apoio	aço sup	2,639E+08	-7239	-28,1	-189,11
	aço inf	3,713E+08		-19,7	-178,34
	armaduras sup	2,100E+08		-34,4	-107,52
	betão inf	3,883E+08		-3,0	-14,39

Tabela 43 – Verificação de tensões ELS

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

	Fibra	Tensões ELS (MPa)	Limite ECo (MPa)
Vão	aço sup	83,59	355
	aço inf	179,2	355
	betão sup	5,15	16
Apoio	aço sup	189,11	355
	aço inf	178,34	355
	armaduras sup	107,52	435
	betão inf	14,39	16

Com os resultados expostos, verifica-se que a secção está folgada em termos de tensões.

4.3.2.3 Cálculo esforço resistente plástico

Para a determinação do momento flector resistente plástico da secção em estudo, optou-se por seguir a prescrições presentes na norma RPX-95.

Para o cálculo da resistência plástica da secção optou-se por considerar conservativamente a secção, uma secção moderadamente esbelta, resultando nos seguintes valores limite para os materiais:

$\epsilon_{yu} = 4 \epsilon_y$ para o aço estrutural à tracção e/ou solidarizado à laje de betão;

$\epsilon_{yu'} = 1,2 \epsilon_y$ para o aço estrutural à compressão e não solidarizado a laje de betão;

$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ para o betão à compressão;

$\epsilon_{su} = 10,0 \text{ ‰}$ para a armadura ordinária a tracção;

Toma-se como valores dos coeficientes parciais:

Tabela 44 - Valores dos coeficientes parciais dos materiais

γ_{MO}	1,0
γ_s	1,15
γ_c	1,5

Existem inúmeros programas de cálculo que determinam as características plásticas de uma determinada secção. Contudo essas aplicações não são de interpretação imediata. Neste trabalho

optou-se por utilizar uma folha de excel, de uso e interpretação intuitiva, fornecida por um docente. A explicação e exploração do funcionamento desta ferramenta não tem utilidade pois já foi explicada em inúmeros trabalhos.

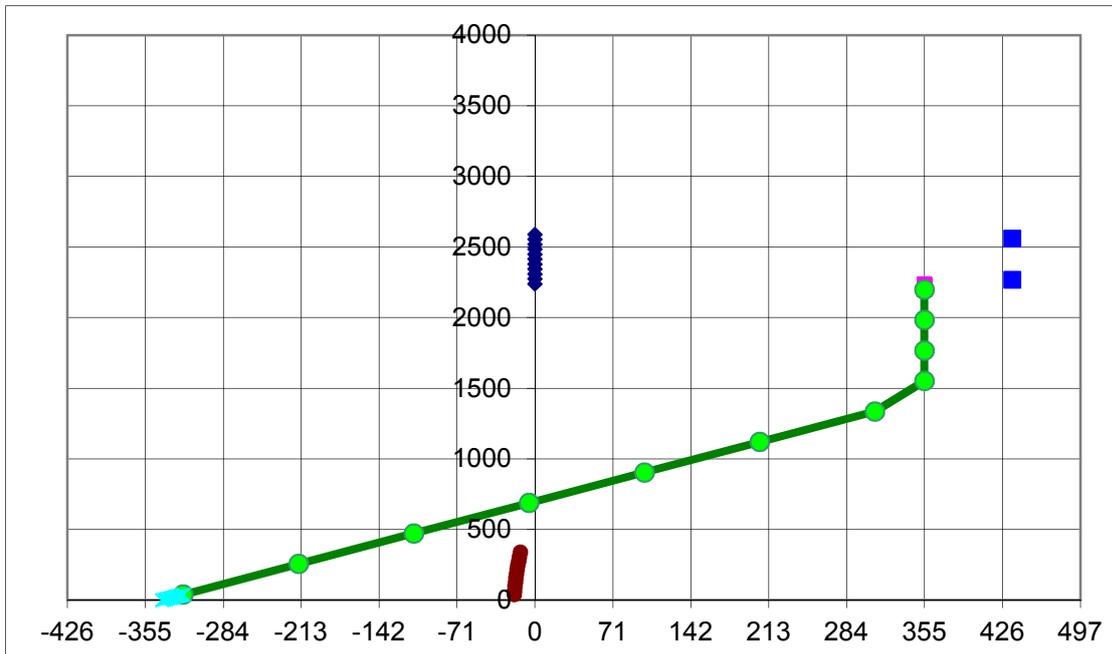


Gráfico 2 – Tensões ELU apoio

Neste cálculo optou-se por não considerar a participação das almas na resistência à flexão, ficando esta área reservada à resistência

Pela análise das tensões verifica-se que as armaduras superiores já entraram em cedência, e o banzo superior já se encontra totalmente plastificado.

O momento que levou à plastificação parcial da secção foi -92000KN.m para a secção de apoio e 63878 KN.m no vão.

Esforço transversal plástico resistente no apoio:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 13383KN$$

4.8

Resistência ao Esforço Transverso tendo em conta a encurvadura por corte:

De acordo com a EN 1993-1-5, no caso em que existem reforços de extremidade rígidos, a contribuição das almas para a resistência ao esforço transverso é dada por:

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{y,w} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad 4.9$$

O coeficiente χ_w pode ser calculado em função da esbelteza normalizada de uma alma ao corte (λ_w), ou seja:

se $\bar{\lambda}_w \geq 1,08$ e com reforços de extremidade rígidos

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} \quad 4.10$$

se $\bar{\lambda}_w \geq 1,08$ e sem reforços de extremidade rígidos

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} \quad 4.11$$

Em que a esbelteza normalizada da alma ao corte ($\bar{\lambda}_w$) é definida em função da tensão de cedência ao corte (τ_y) e da tensão crítica elástica (τ_{cr}) através da expressão:

Em que a esbelteza normalizada da alma ao corte ($\bar{\lambda}_w$) é definida em função da tensão de cedência ao corte (τ_y) e da tensão crítica elástica (τ_{cr}) através da expressão:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{\tau_y}{\tau_{cr}}} \quad 4.12$$

com:

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa} \quad 4.13$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad 4.14$$

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

$$k_{\tau} = \begin{cases} 5,34 + \frac{4}{(a/h_w)^2}, & \text{se } a/h_w > 1 \\ 4,0 + \frac{5,34}{(a/h_w)^2}, & \text{se } a/h_w \leq 1 \end{cases} \quad 4.15$$

Tendo em conta que os reforços verticais intermédios das almas, colocados no interior dos caixões, têm um afastamento (a) de 1500 mm, tem-se:

$$\frac{a}{h_w} = \frac{1500}{2120} = 0,708 < 1,0 \quad 4.16$$

A relação a/h_w é inferior a 1, quer para os reforços intermédios nas zonas de apoio quer para os reforços intermédios em zonas de vão. Então, nas zonas de apoio tem-se:

$$k_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{\left(\frac{1500}{2120}\right)^2} = 14,66 \quad 4.17$$

$$\tau_{cr} = 14,66 \frac{\pi^2 \cdot 210}{12(1 - 0,3^2)} \left(\frac{15}{2120}\right)^2 = 139,4 \text{MPa/alma} \quad 4.18$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{205}{139,4}} = 1,21 \geq 1,08 \quad 4.19$$

Considerando que a estrutura tem reforços rígidos na extremidade, o coeficiente de redução χ_w equivale a:

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + 1,21} = 0,716 \quad 4.20$$

E conseqüentemente o valor do esforço transversal resistente das almas é dado por:

$$V_{bw,Rd} = \frac{0,716 \cdot 355 \cdot 2120 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 4667,7 \text{kN/alma} = 9335,4 \text{kN/viga} \quad 4.21$$

Capítulo 5 -ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é efectuada uma análise determinística da resposta dinâmica do viaduto ferroviário em estudo, segundo os pressupostos referidos na EN 1991-2 e EN 1990-A2.

No caso de viadutos constituídos por uma sucessão de tramos, como é o caso deste viaduto, a discretização da estrutura, para o estudo da sua resposta às acções dinâmicas provocadas pela passagem do tráfego ferroviário a alta velocidade, deverá ser ter em atenção que todos os tramos influenciam a resposta num determinado local.

As análises dinâmicas efectuadas sem a consideração da interacção ponte-comboio foram realizadas através da implementação de uma metodologia de cargas móveis no programa de elementos finitos SAP2000.

Na avaliação dos efeitos dinâmicos globais da estrutura foram utilizadas modelações através de elementos de viga representativos da secção mista. Os resultados e envolventes são apresentados em termos de deslocamento, aceleração e momento flector nas secções de extremidade e de meio vão respectivamente e do esforço transversal no apoio. Foram ainda calculadas as respectivas amplificações dinâmicas.

5.2 COMPARAÇÃO DOS MODELOS

5.2.1 Introdução

Nesta secção é efectuada uma comparação sintética dos diferentes modelos (Shell e frame). A análise dinâmica fica a cargo do modelo frame pois não existe a necessidade de estudar efeitos locais, embora o modelo frame traga algumas desvantagens, tais como não considerar os modos de torção da forma mais correcta e não ser possível simular a excentricidade dos carris em relação ao caixão. A não utilização do modelo Shell na análise dinâmica prende-se com o facto de este modelo ser excessivamente pesado e tornar o processo de cálculo bastante moroso tornando difícil realizar a análise deste caso de estudo em tempo útil.

A comparação é efectuada numa primeira fase com base nos resultados dos momentos e deslocamentos da análise estática, para os carregamentos do peso próprio e do carregamento com o modelo LM71 e SW/2 sobre uma das vigas.

5.2.2 Modelação com elementos finitos de casca – Modelo Shell

Neste modelo discretizou-se a estrutura em elementos de 2,5x2,5 metros para haver uma correspondência dos elementos Shell nas zonas dos apoios. Para simular a rigidez da laje inferior utilizou-se um elemento *frame* com as características da respectiva laje. Por fim, e como forma de tornar o modelo mais realista e menos susceptível a efeitos locais, simularam-se os diafragmas nas zonas dos apoios e nos vãos com recurso a *Joint Constrains*.

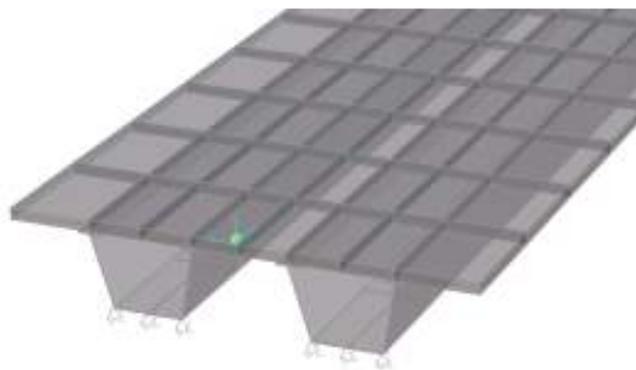


Figura 54 – Secção Shell modelada em SAP2000

5.2.2.1 Análise estática

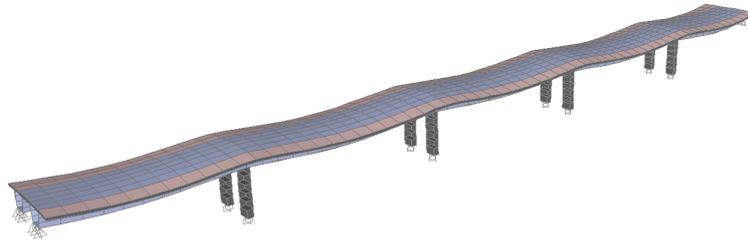


Figura 55 – Modelo shell

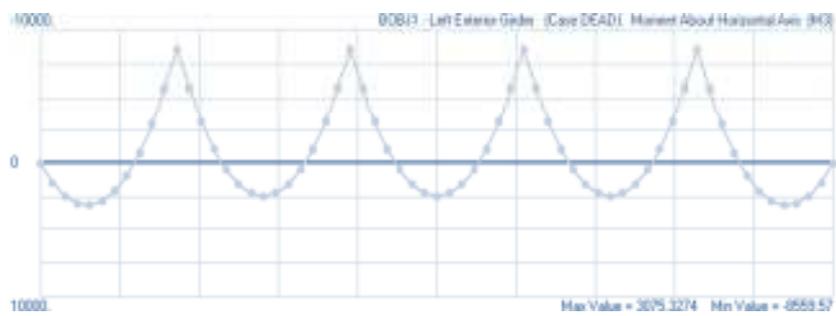


Figura 56 – Diagrama de momentos modelo Shell para caso de carga permanente

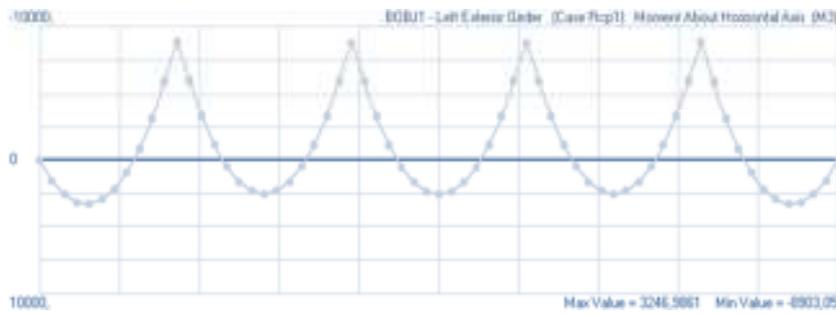


Figura 57 – Diagrama de momentos modelo Shell para caso de carga RCP

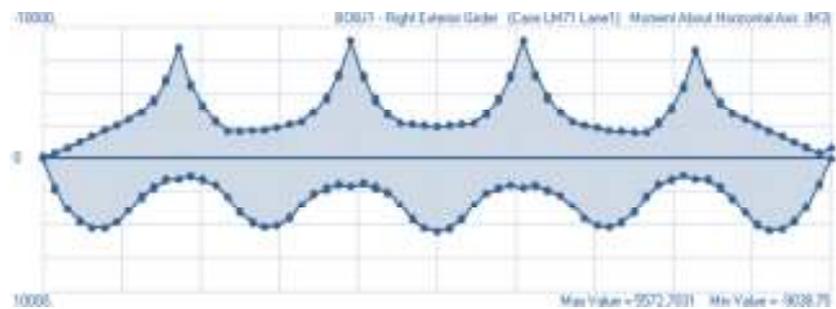


Figura 58 – Envoltória de momentos modelo Shell para caso de carga LM71 (viga carregada)

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

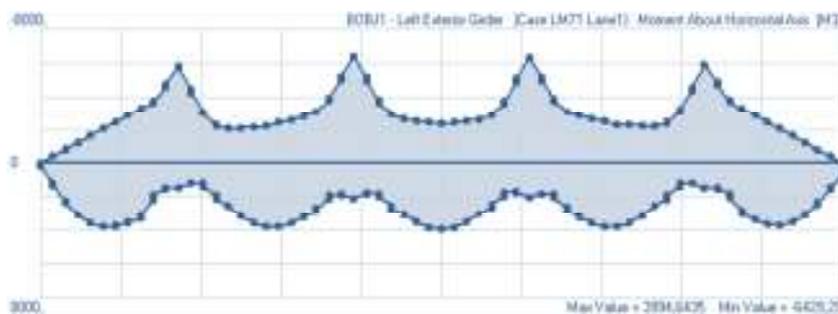


Figura 59 – Envolvente de momentos modelo Shell para caso de carga LM71 (viga não carregada)

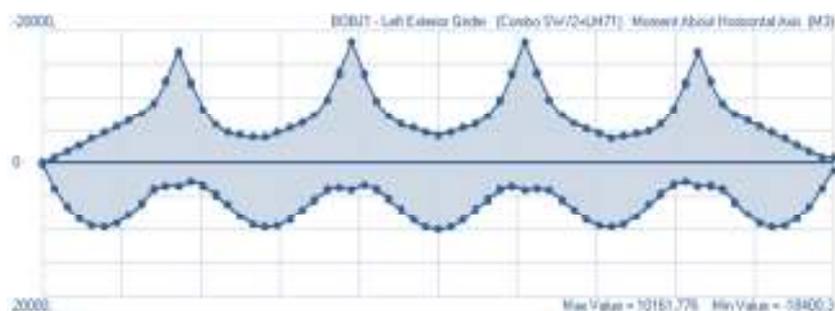


Figura 60 – Envolvente de momentos modelo Shell para caso de carga SW2+LM71

5.2.2.2 Análise modal

A análise modal foi feita somente para comparar entre os dois modelos, frame e Shell, os primeiros modos de vibração. Observou-se somente para os primeiros 2 modos de vibração vertical (que são os modos em estudo).

Assim sendo optou-se por abandonar este modelo no que se refere à análise dinâmica pois verificou-se que os fenómenos locais introduzem alterações bastante significativas nos resultados. Para verificar os 30Hz [3] seria necessário chegar ao 150º modo, tal facto prova a existência de um elevado número de efeitos locais.

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

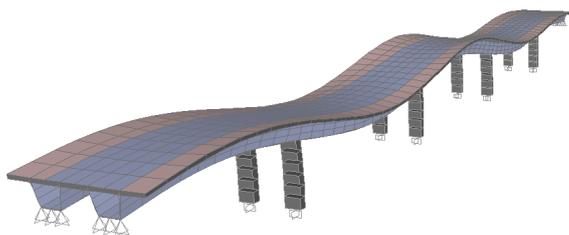


Figura 61 - 3º modo de vibração

Tabela 45 - Participação de massas nos modos

Modo	Frequência (Hz)	UZ (Vertical)
1	0,814(L)	0%
2	2,867(L)	0%
3	3,0596(V)	3,6%
4	3,4130 (V)	4,0%
5	3,5270 (T)	0%
6	4,1300 (T)	0%
7	4,1767 (V)	0,5%
8	4,8831 (T)	0%
9	5,0740 (V)	3,9%
10	5,5356 (T)	0%
11	5,8690 (V)	20,5%
12	5,9291 (T)	0%

Numa estrutura deste tipo verifica-se que o primeiro modo de vibração vertical não é aquele que apresenta maior participação modal. Isto deve-se ao facto do primeiro modo excitar os tramos do viaduto em oposição de fase, ou seja, é um modo simétrico como mostra a figura.

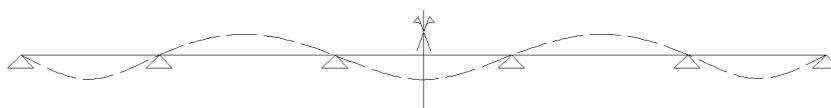


Figura 62 – Modo simétrico

5.2.2.3 Análise comparativa de deslocamentos

Na análise dos deslocamentos verifica-se que o modelo de Shell apresenta valores mais elevados, tal resultado era espectável pois o elemento *Shell-thin* não tem resistência ao corte, o que faz com que desenvolva maiores deslocamentos que um elemento frame.

Tabela 46 – Análise comparativa de deslocamentos

	RCP δ (cm)	PP δ (cm)	LM71 δ (cm)
Modelo Frame	0,4287	0,437	1,23
Modelo Shell	0,496	0,460	1,38

5.2.3 Modelação com elementos finitos de frame

Neste modelo definiu-se a secção transversal da estrutura no Section Designer como mostra a figura. Foram definidas secções diferentes para secção de vão e apoio a partir dos diferentes materiais, pois o programa efectua uma homogeneização através dos módulos de elasticidade dos materiais para determinar as características da secção.

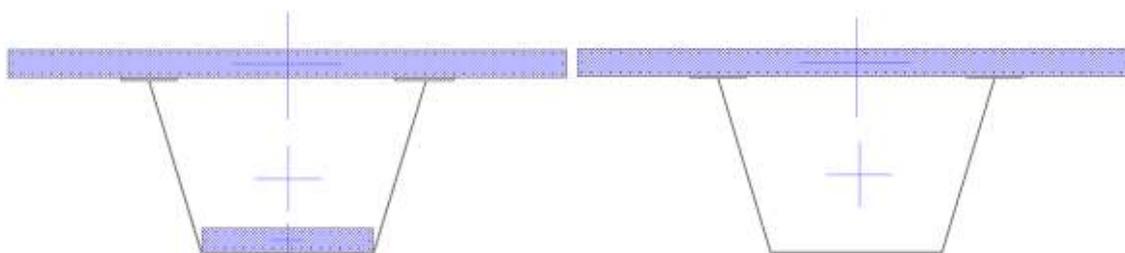


Figura 63 – Secções apoio e vão efectuadas no section designer.

Na modelação do perfil longitudinal, optou-se por definir as 2 vigas afastadas entre si de 6m (Frame 2) e ligadas entre si de 2,5 em 2,5 metros através de elementos de barra (Frame 1) com a espessura da laje. Desta forma foi possível simular as 2 vias de trânsito e ter em conta fenómenos de torção.

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

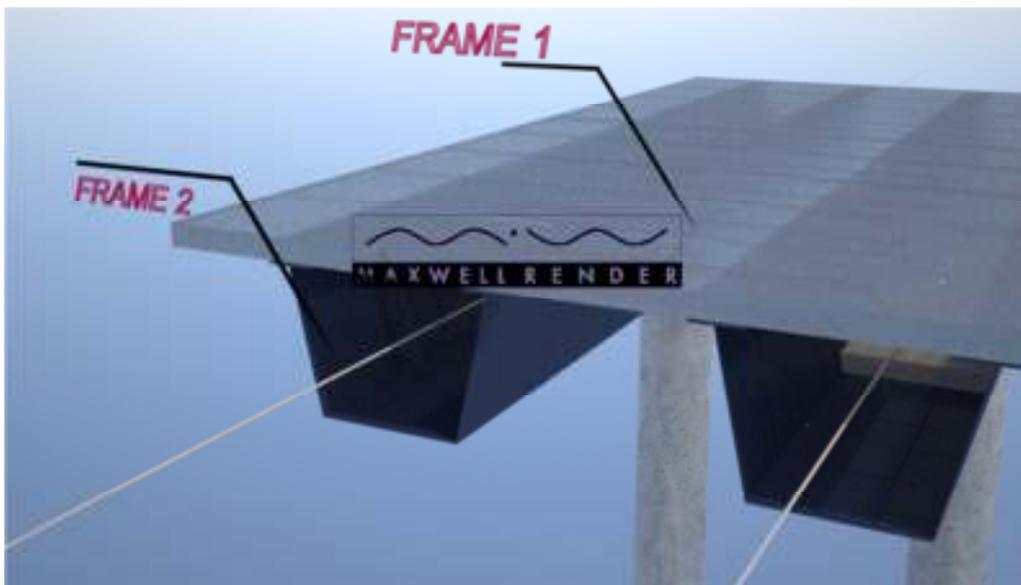
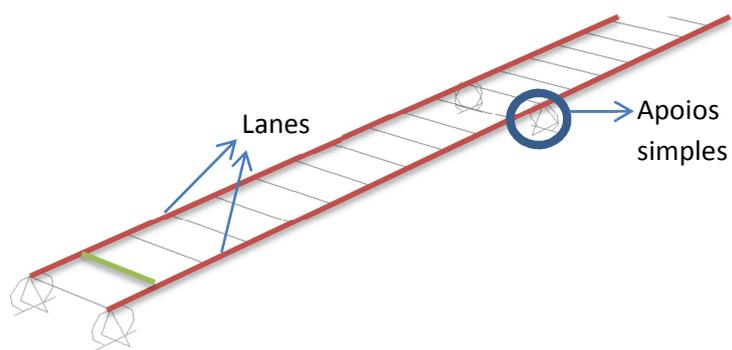


Figura 64 – Ilustração modelo frame

5.2.3.1 Análise estática

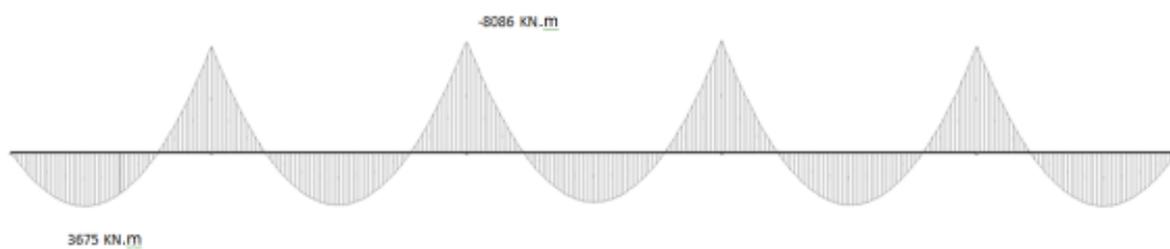


Figura 65 - Diagrama de momentos Peso próprio

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

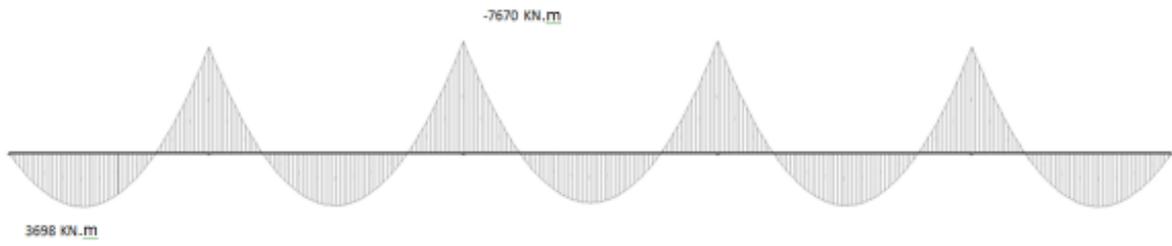


Figura 66 – Diagrama de momentos RCP

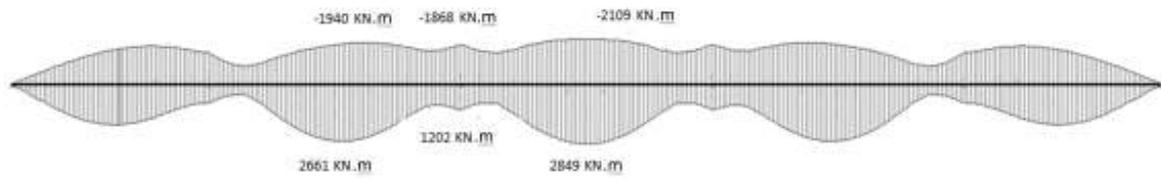


Figura 67 - Envoltura de momentos LM71 (viga não carregada)

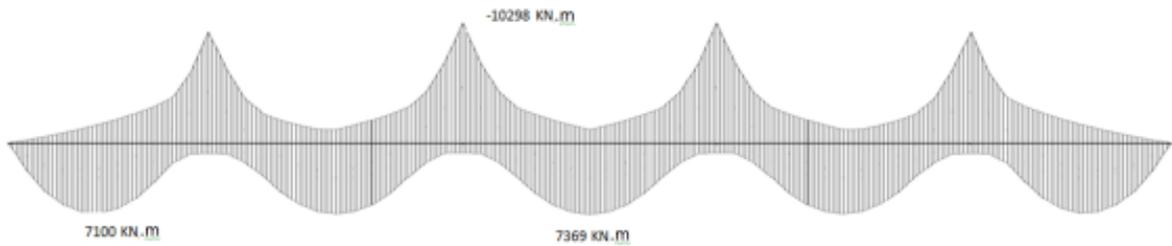


Figura 68 - Envoltura de momentos LM71 (viga carregada)

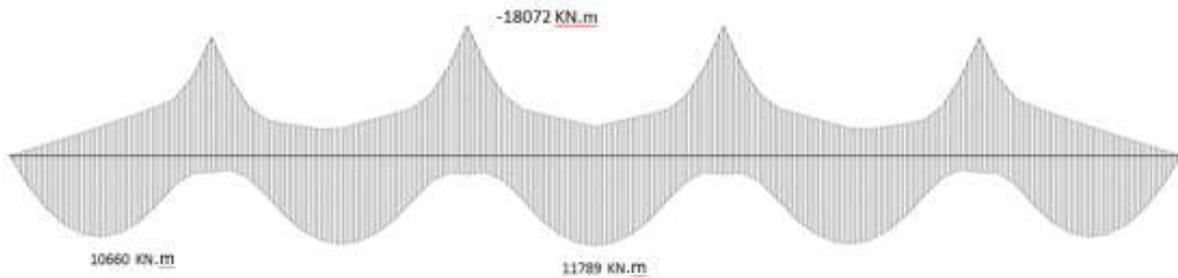


Figura 69 – Envoltura de momentos LM71+SW/2

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

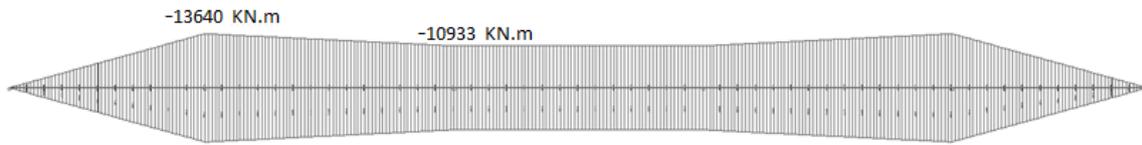


Figura 70 – Diagrama de momentos devido à temperatura diferencial positiva e negativa

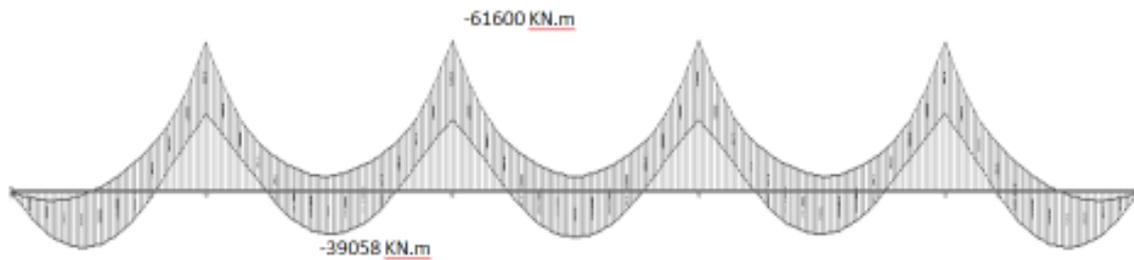


Figura 71 – Envolve M3 (combinação ELU)

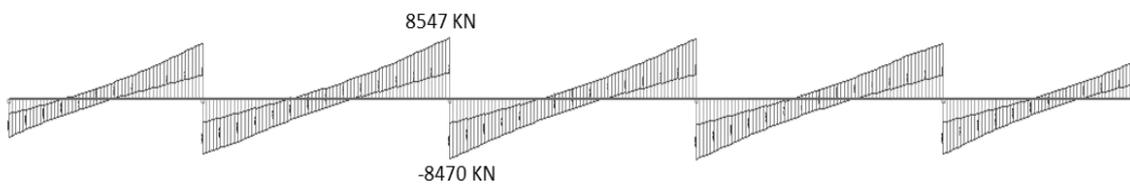


Figura 72 – Envolve esforço transverso (combinação ELU)

5.2.3.2 Análise modal

Numa estrutura deste tipo verifica-se que o primeiro modo não é aquele que apresenta maior participação modal. Isto deve-se ao facto do primeiro modo excitar os tramos do viaduto em oposição de fase, ou seja, é um modo simétrico. Verifica-se na Tabela 47 que o modo que apresentam maior factor de participação modal é o 12º. Este modo não é anti-simétricos apresentando os tramos em fase. Este aspecto será melhor aclarado através das figuras seguintes onde são representados os diversos modos.

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

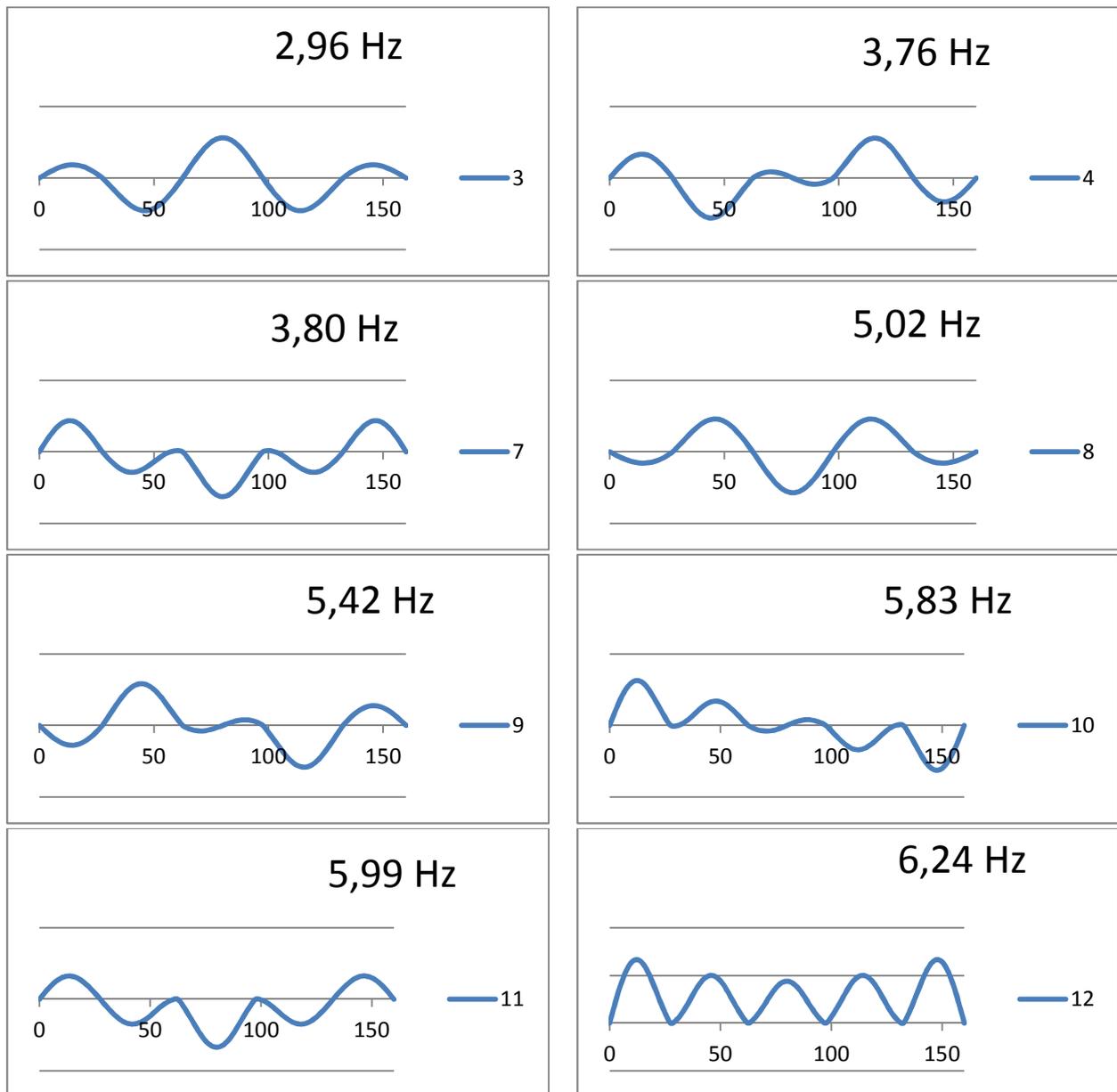


Figura 73 – Principais modos de vibração modelo frame (modelo fissurado inércia aumentada)

Tabela 47 - Participação de massas nos modos (Não fissurado)

Modo	Frequência (Hz)	UZ (Vertical)
1	0,7968(L)	0,00%
2	2,3018(L)	0,00%
3	2,9613(V)	3,02%
4	3,7604(V)	0,00%
5	4,3288(L)	0,00%

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

6	4,3868(H)	0,00%
7	4,8023(V)	4,0%
8	5,0160(T)	0,00%
9	5,4190(T)	0,00%
10	5,8328(V)	0,00%
11	5,9898(T)	0,00%
12	6,2389(V)	77,56%

Tabela 48 - Participação de massas nos modos (Fissurado)

Modo	Frequência (Hz)	UZ (Vertical)
1	0,7968(L)	0,00%
2	2,3018(L)	0,00%
3	2,8393(V)	1,06%
4	3,5048(V)	0,00%
5	4,3288(L)	0,00%
6	4,3816(V)	3,48%
7	4,3868(H)	0,00%
8	4,9371(T)	0,00%
9	5,2163(T)	0,00%
10	5,3149(V)	0,00%
11	5,5413(V)	74,43%
12	5,5867(T)	0,00%

Tabela 49 - Participação de massas nos modos (Fissurado Inércia aumentada)

Modo	Frequência (Hz)	UZ (Vertical)
1	0,7959(L)	0%
2	2,3000(L)	0%
3	3,0899(V)	2%
4	3,8286(V)	0%
5	4,3433(L)	0%
6	4,3868(H)	0%
7	4,7949(V)	3%
8	5,0862(T)	0%
9	5,4451(T)	0%
10	5,7964(V)	0%
11	5,9349 (T)	0%
12	6,0600(V)	75%

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

Pela análise dos resultados das frequências pode concluir-se que as primeiras frequências de vibração são idênticas em qualquer um dos casos. Para verificar a validade das frequências obtidas através do programa SAP2000 optou-se por fazer um cálculo aproximado da frequência fundamental de uma viga equivalente simplesmente apoiada de vão 35:

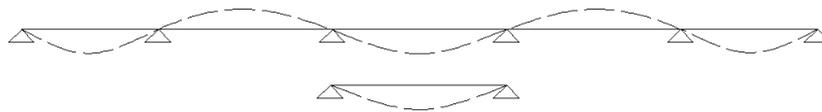


Figura 74 – Viga equivalente

Para este cálculo utilizou-se a secção homogeneizada em aço, com uma área de $0,5251\text{m}^2$, inércia $0,3065\text{m}^4$. E com massas pp e rcp.

$$f = \frac{\pi}{2L^2} \times \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad 5.1$$

$$f = \frac{\pi}{2 \times 35^2} \times \sqrt{\frac{210 \times 10^6 \times 0,3065}{\frac{41,2 + 72}{9,81}}} = 3,03\text{Hz} \quad 5.2$$

Observa-se que a frequência obtida é muito semelhante à obtida através do modelo de cálculo validado este mesmo modelo, contudo seria de esperar maiores rácios de participação modal nos primeiros modos de vibração, tal não aconteceu

5.3 ANÁLISE DINÂMICA

5.3.1 Considerações iniciais

Como já foi referido no capítulo 3, a EN 1991-2 permite que as análises dinâmicas sejam efectuadas sem a consideração da interacção entre o comboio e a ponte, nas quais o comboio é modelado através de um conjunto de cargas móveis. A desvantagem que esta metodologia apresenta, ao não permitir a obtenção das acelerações nas carruagens dos comboios, nem permitir estudar os efeitos que o comboio pode provocar na resposta da ponte, é largamente recompensada ao nível do tempo computacional requerido.

5.3.2 Metodologia de cálculo

Neste trabalho efectuaram-se análises dinâmicas com base nos requisitos presentes na norma EN1991-2. Esta condição irá sujeitar as análises à utilização dos modelos de carga HSLM-A1 a HSLM-A10, já descritos anteriormente, após a caracterização da estrutura, feita de acordo com o EN1991-2. A mesma norma também preconiza a utilização de modelos de carga representando comboios reais especificados para a estrutura em questão, contudo estes comboios não serão objecto de estudo.

Neste trabalho optou-se por realizar análises dinâmicas sem interacção veículo estrutura, pois como já foi referido, torna o problema muito mais simples e tendo em conta que não a sua consideração não traria melhorias significativas ao resultado final. Para um estudo local seria bastante pertinente considerar este efeito.

O método utilizado foi o método de sobreposição modal, pois oferece resultados fiáveis sem introduzir ruído na resposta, é um método muito mais rápido que a integração directa e não é tão sensível aos passos de integração introduzidos pelo utilizador.

A escolha do passo de integração a utilizar no cálculo da resposta dinâmica é de extrema importância, pois determina o grau de precisão e qualidade dos resultados obtidos. Um passo de integração muito reduzido poderá não constituir, no entanto, uma escolha viável uma vez que pode ser responsável por tempos de cálculos inaceitáveis e ficheiros criados de dimensões indesejáveis, comprometendo assim a eficiência das análises. Procura-se, assim, o equilíbrio que determinará resultados de precisão fiável perante a possível viabilidade das análises dinâmicas, para isso optou-se por utilizar um passo variável em função da velocidade do veículo, ou seja quanto maior a velocidade menores os passos de integração.

A gama de velocidades usada nas análises dinâmicas foi de 140 km/h a 420 km/h. Ambos os limites máximo e mínimo estão associados ao sugerido na norma EN1991-2, que estabelece o valor de 40 m/s (144 km/h) para o limite inferior e o valor de velocidade de projecto para o limite superior. A velocidade de projecto é calculada a partir da velocidade máxima nominal multiplicada por 1,2. Assumiu-se um valor de 350 km/h para a velocidade máxima nominal indo, assim, de encontro ao valor máximo actual considerado na exploração de novas linhas ferroviárias de alta velocidade 420

Km/h. Quanto ao incremento de velocidade (ou por outras palavras o passo de cálculo para as velocidades) optou-se por adoptar um incremento de 5 Km/h que é o suficiente para abarcar grande parte das velocidades críticas.

De acordo com a EN 1990-A2 (2005), deverão ser consideradas nas análises frequências até ao máximo de: i) 30 Hz; ii) 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural em estudo; iii) a frequência do terceiro modo de vibração do elemento estrutural. Para a ponte em estudo a frequência a considerar é então igual a 30 Hz [2], o que correspondeu a considerar nas análises dinâmicas realizadas com o modelo de elementos de viga o contributo dos primeiros 52 modos de vibração.

5.3.3 Cálculo factor dinâmico

Para o cálculo do factor dinâmico determinou-se o efeito das cargas em regime estático e em regime dinâmico, a relação entre estes dois valores resulta no factor dinâmico. No Gráfico 3 é visível que em toda a extensão a envolvente da acção dinâmica é sempre superior à acção estática, comprovando assim a importância de fazer este tipo de análises.

Aplicando os seguintes factores:

- i) Da aplicação do modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico e pelo coeficiente de classificação $\alpha=1$:

Relativamente ao modelo de cargas LM71, admitindo um estado de manutenção cuidado da via, o coeficiente a adoptar é o $\phi_1=1,04$. Sendo o tabuleiro contínuo, corresponde a ter um vão equivalente $L_\phi = L_m \times 1,5$ resultando $L_\phi=48m$.



Figura 75 – Mapa de nós

Tabela 50 – Cálculo factor dinâmico para momentos (Inércia alterada)

		M_{din} (KN.m)	M_{est} (KN.m)	$\phi \times LM71$ (KN.m)	$\Phi = \phi_{din} + 1$
A1	Nó 60	3913,0	2516,6	7543	1,55
	Nó 40	-5759,9	-3343,9	-11339	1,72
A2	Nó 61	4496,1	2861,6	7374	1,57
	Nó 40	-5579,3	-3791,3	-11339	1,47
A3	Nó 6	3705,6	2661,7	7164	1,39
	Nó 40	-5624,1	-3409,8	-11339	1,65
A4	Nó 61	5082,2	2735,6	7374	1,86
	Nó 40	-4782,8	-3475,1	-11339	1,38
A5	Nó 61	4353,5	2496,7	7374	1,74
	Nó 40	-4539,3	-3081,1	-11339	1,47
A6	Nó 6	4654,1	2639,7	7543	1,76
	Nó 40	-5702,4	-3208,6	-11339	1,78

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

A7	Nó 61	4720,9	2775,9	7374	1,70
	Nó 40	-5501,4	-3368,7	-11339	1,63
A8	Nó 61	5016,1	2738,8	7374	1,83
	Nó 40	-6028,5	-3330,7	-11339	1,81
A9	Nó 60	5053,4	7543	7374	1,65
	Nó 40	-6088,1	-3673,3	-11339	1,66
A10	Nó 61	4721,8	3062,7	7374	1,54
	Nó 26	-5323,7	-3645,9	-11339	1,46

Tabela 51 – Cálculo factor dinâmico para esforço transversal (Inércia alterada)

	V_{din} (KN.m)	V_{est} (KN.m)	$\Phi \times LM71$ (KN/m)	$\Phi = \varphi'_{din} + 1$
A1 (nó 40)	1165,8	668	2109	1,75
A2 (nó 40)	1094	736	2109	1,49
A3 (nó 40)	1002,4	696	2109	1,44
A4 (nó 40)	887,5	703	2109	1,26
A5 (nó 40)	1022,8	652	2109	1,57
A6 (nó 40)	1212,9	689	2109	1,76
A7 (nó 26)	1214,2	725	1667	1,67
A8 (nó 26)	1261,2	709	1667	1,78
A9 (nó 26)	1246,9	796	1667	1,57
A10 (nó 40)	1002,7	793	2109	1,26

Faça-se a comparação dos pesos dos dois modelos de carga:

ii) Modelo LM71 x Φ

$$1,05 \times [160 \times 80 + 488] = 13952,4 \text{ KN}$$

5.3

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

iii) Modelo HSLM-A2, comboio mais pesado da família HSLM

$$200 \times 23 = 4600 \text{ KN}$$

5.4

Pode-se observar que o comboio LM71 é cerca de 3 vezes mais pesado que o comboio HSLM-A2

No gráfico seguinte está evidente que o caso de carga LM71 cobre na totalidade a envolvente das família HSLM (regime estático) multiplicada pelo factor dinâmico 1,86 excluído na zona dos apoios onde os momentos positivos ultrapassam os do caso LM71.

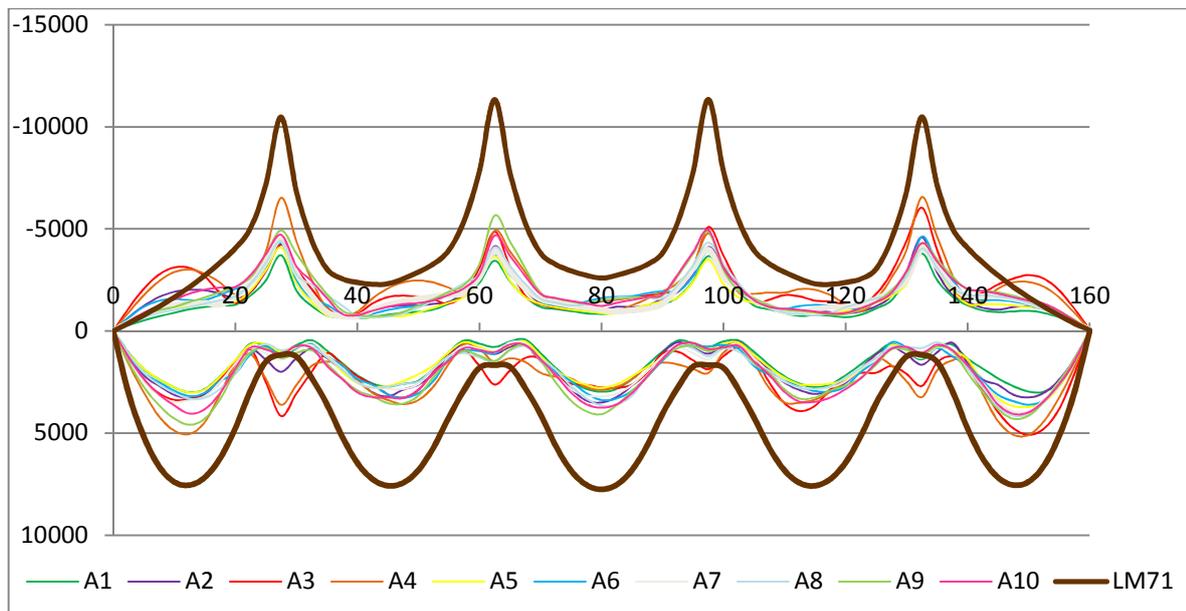


Gráfico 3 – Envolvente momentos HSLM e estáticos LM71

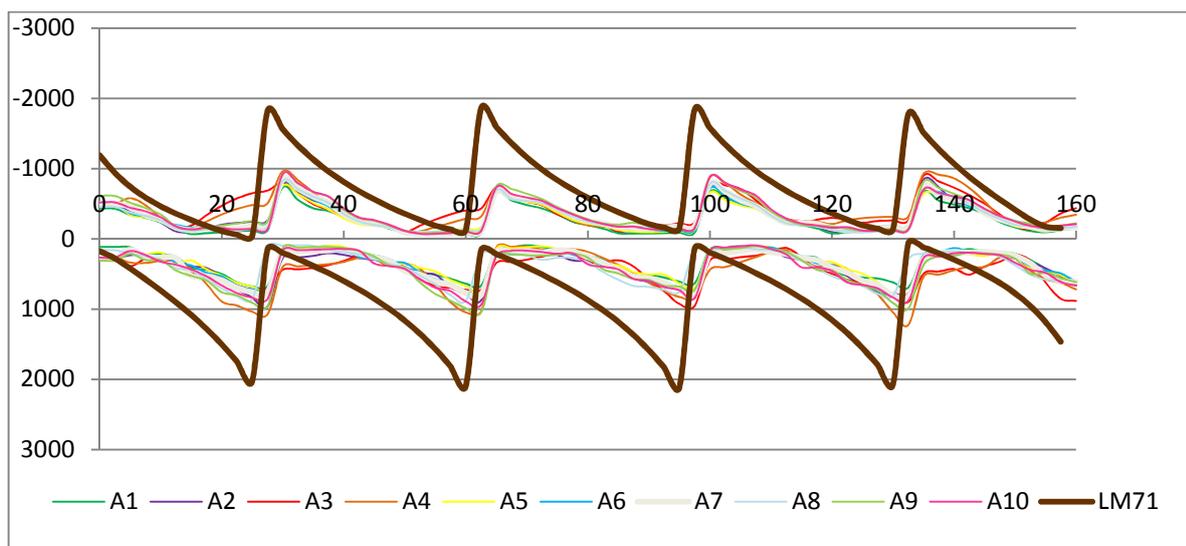


Gráfico 4 - Envolvente do esforço transverso HSLM e estático LM71

5.3.4 Análise dinâmica não fissurada

5.3.4.1 Aceleração vertical do tabuleiro

Numa primeira fase fez-se o cálculo das acelerações para a secção não fissurada nos apoios para se poder comparar com a análise fissurada determinando qual das situações conduz a valores mais condicionantes.

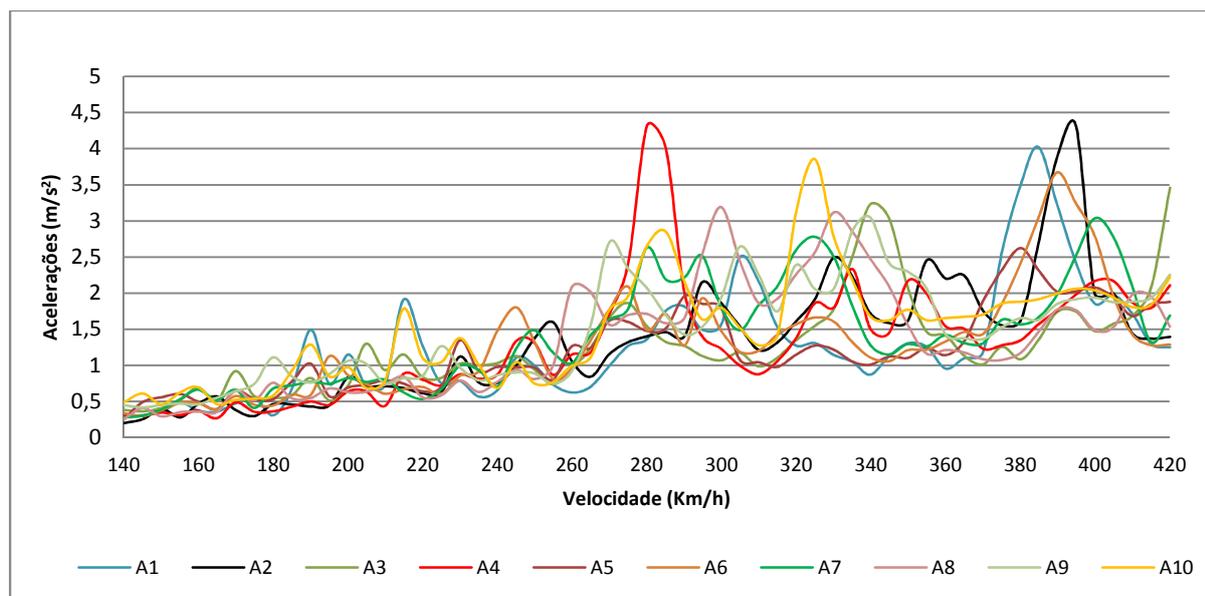


Gráfico 5 – Acelerações em função da velocidade para o tramo de extremidade (não fissurado)

Tabela 52 - Acelerações verticais máximas do tabuleiro para os dez comboios HSLM-A

Comboio	Acel _{máximas} (m/s ²)	Velocidade (Km/h)	Nó
HSLM-1	4,16	384,84	60
HSLM-2	3,45	420,12	60
HSLM-3	3,45	420,12	60
HSLM-4	4,31	280,08	60
HSLM-5	2,62	380,16	60
HSLM-6	3,40	394,92	60
HSLM-7	3,11	405	60
HSLM-8	3,32	335,16	60
HSLM-9	3,05	339,84	60
HSLM-10	3,67	325,08	60

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

Apesar das acelerações registadas no modelo não fissurado serem elevadas para alguns comboios todos eles verificam a segurança do balastro adoptando como critério não ultrapassar 10 ciclos consecutivos acima dos $3,5 \text{ m/s}^2$. O critério dos 10 ciclos [16] consecutivos não é um critério regulamentar mas sim uma proposta. Assim como este valor é empírico, o valor da aceleração máxima regulamentar ($3,5 \text{ m/s}^2$) também é um valor relativo, pois advém da aplicação de um factor de segurança de 2.

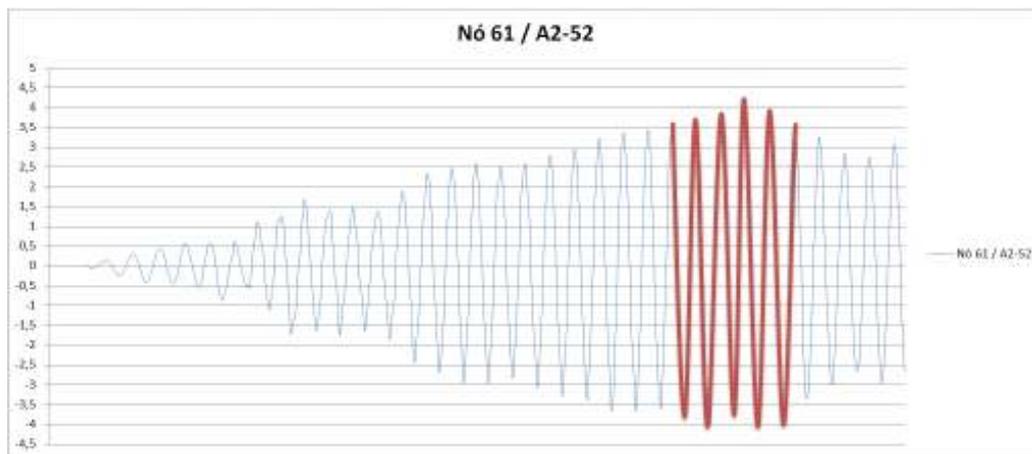


Gráfico 6 – Acelerações no nó 61 (vão de extremidade)

5.3.4.2 Deslocamento vertical do tabuleiro

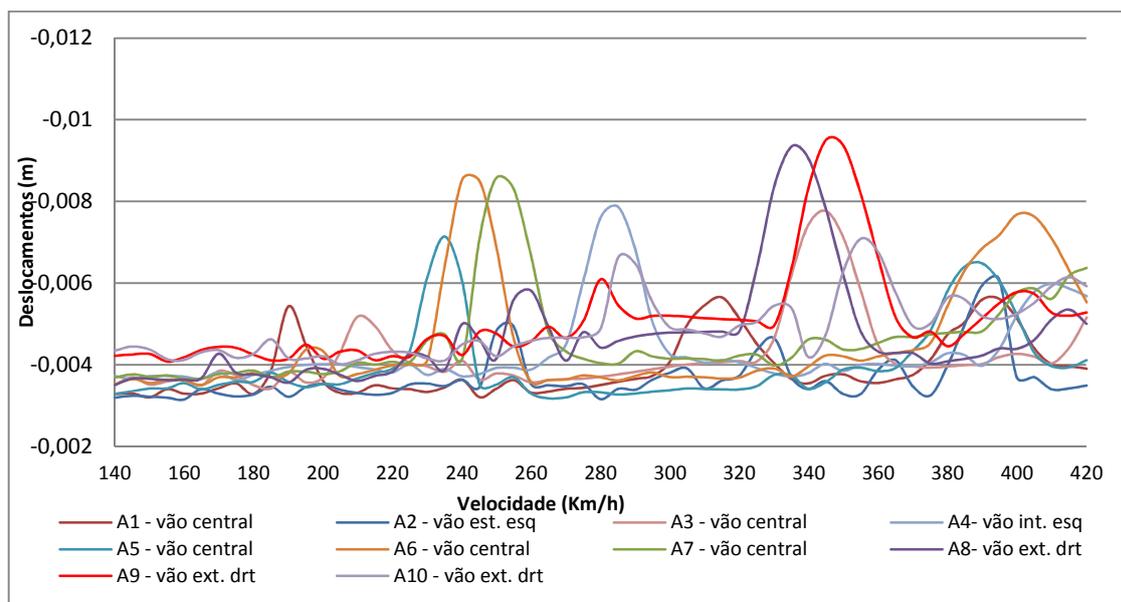


Gráfico 7 – Deslocamentos máximos em função da velocidade (não fissurado)

5.3.5 Análise dinâmica fissurada

Nesta fase foi definida uma inércia fissurada para a zona de apoio, que tem em conta apenas o caixão a laje inferior e as armaduras superiores. Como já foi exposto anteriormente a inércia reduziu em 47%, tornando esta zona muito menos rígida influenciando o comportamento global da estrutura.

5.3.5.1 Aceleração vertical do tabuleiro

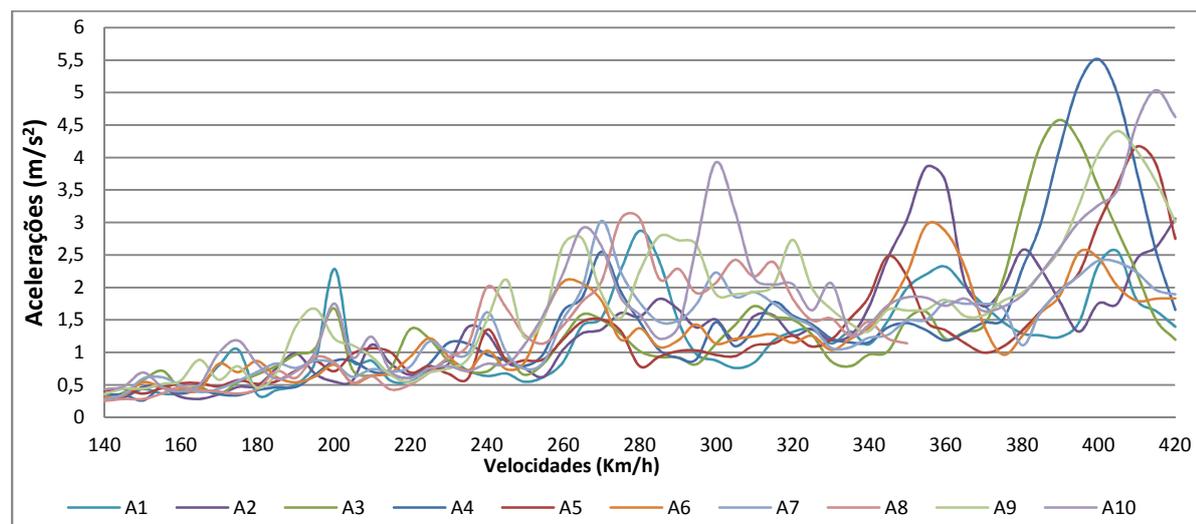


Gráfico 8 – Acelerações em função da velocidade para o tramo de extremidade (fissurado)

Tabela 53 - Acelerações verticais máximas do tabuleiro para os dez comboios HSLM-A (fissurado)

Comboio	Acel _{máximas} (m/s ²)	Velocidade (Km/h)	Nó
HSLM-1	2,87	280,08	60
HSLM-2	3,85	354,96	60
HSLM-3	4,57	389,88	60
HSLM-4	5,51	399,96	60
HSLM-5	4,17	410,04	60
HSLM-6	2,96	354,96	60
HSLM-7	3,02	270	60
HSLM-8	3,06	275,04	60
HSLM-9	4,10	410,04	60
HSLM-10	5,03	415,08	60

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

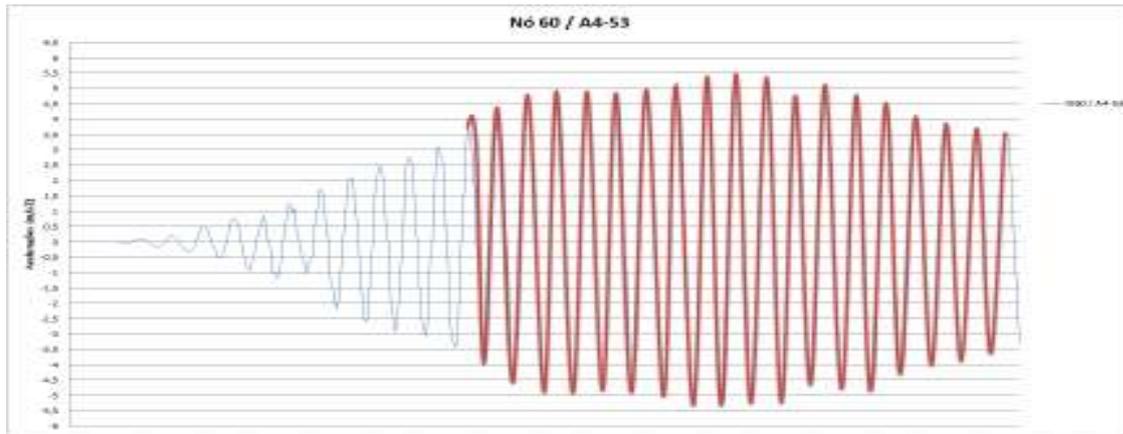


Gráfico 9 - Acelerações no nó 60 (vão de extremidade)

Na análise fissurada constatou-se que não se garante a segurança do balastro, pois como mostra o Gráfico 9, os 10 ciclos consecutivos são claramente ultrapassados. Embora não estivesse previsto neste trabalho estudar outras soluções, optou-se por determinar qual a melhor opção estrutural para que seja verificada a segurança na análise dinâmica. Para isso recorreu-se à análise de 2 alternativas:

- i) Alterar a altura do caixão de 2,20 m para 2,35 m;
- ii) Aumentar os vãos de 27,5-35-35-35-27,5 para 35-45-45-35 (m).

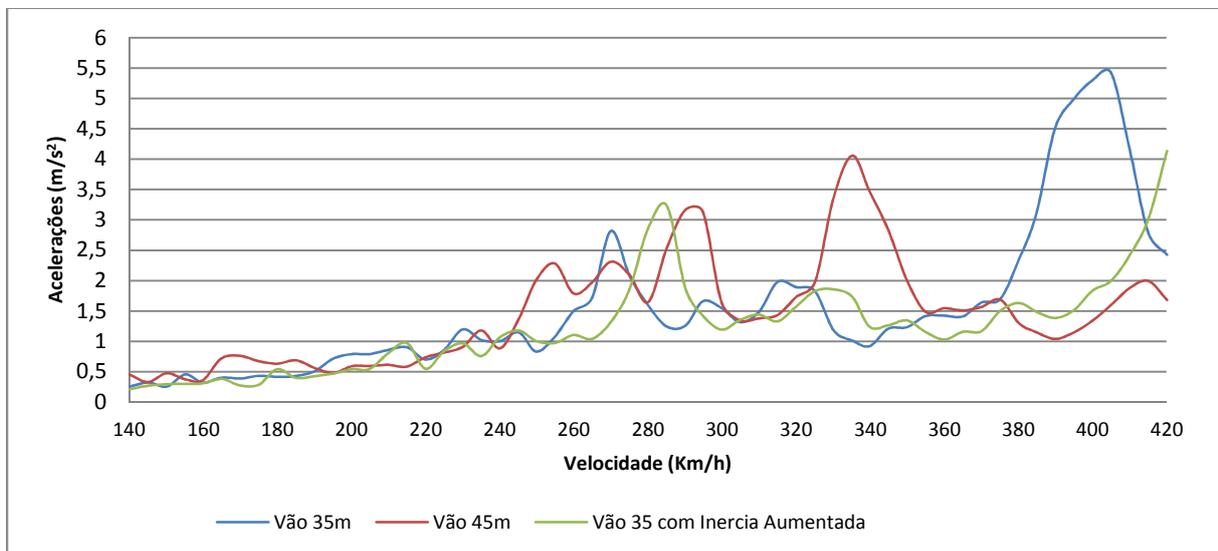


Gráfico 10 – Acelerações para diferentes modelos para o caso HSLM- A4 vão de extremidade (Nó 60)

A alteração dos vãos reduziu significativamente as acelerações da estrutura, contudo teria de ser feita uma nova análise estática para verificar a resistência das secções. Verificação essa que não será feita pois mesmo que se verifique a resistência da secção às acções estáticas, existe o

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

fenómeno de fadiga que esse sim poderá com maior probabilidade condicionar a segurança da estrutura.

A alteração para um caixão mais alto faz com que a rigidez aumente, resultado do aumento do braço. A alteração da secção não foi muito significativa, pois aumentou-se a altura em 15 cm o que conduziu a um aumento de inércia de 17%, contudo conduziu a resultados de aceleração muito mais razoáveis e aceitáveis.

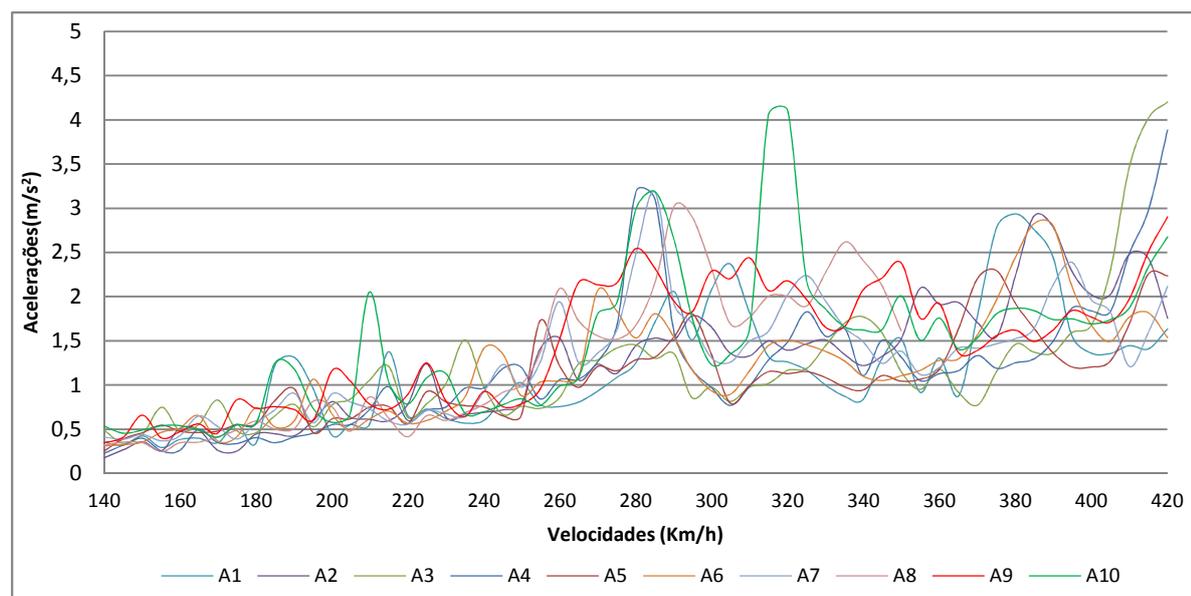


Gráfico 11 - Acelerações em função da velocidade para o tramo de extremidade (inércia aumentada)

Tabela 54 - Acelerações verticais máximas do tabuleiro para os dez comboios HSLM-A (inércia aumentada)

Comboio	Accl _{máximas} (m/s ²)	Velocidade (Km/h)	Nó
HSLM-1	2,93	380,16	60
HSLM-2	3,56	415,08	60
HSLM-3	4,15	415,08	60
HSLM-4	4,13	420,12	60
HSLM-5	3,02	375,12	60
HSLM-6	2,82	384,84	60
HSLM-7	3,18	285,12	60
HSLM-8	3,02	290,16	60
HSLM-9	2,90	420,12	60
HSLM-10	4,10	320,04	60

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

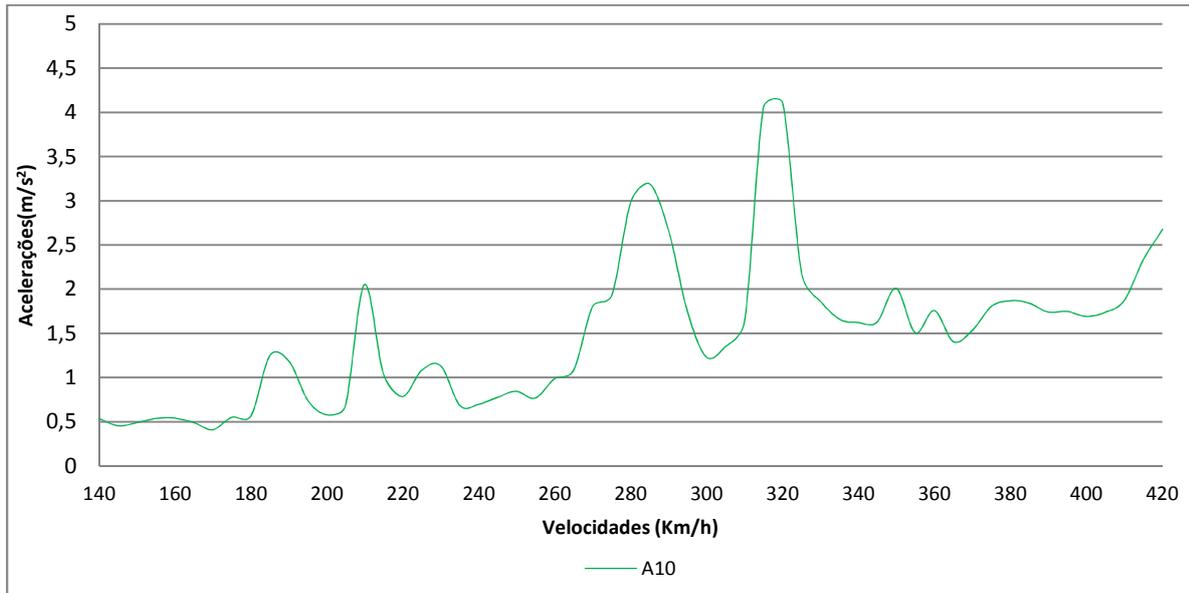


Gráfico 12 – Comboio HSLM-A10 tramo de extremidade (inércia aumentada)

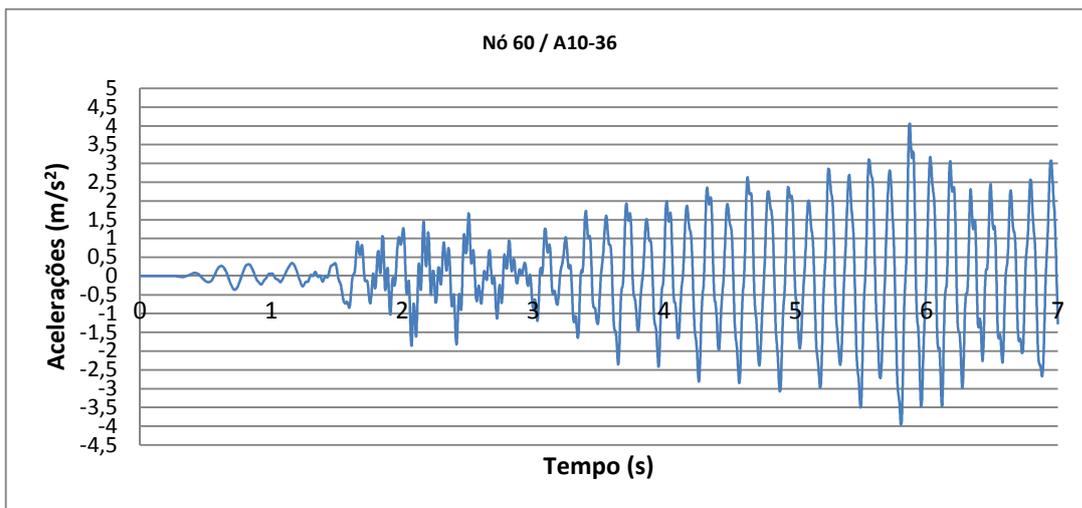


Gráfico 13 – Verificação ciclos tramo de extremidade (inércia aumentada)

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

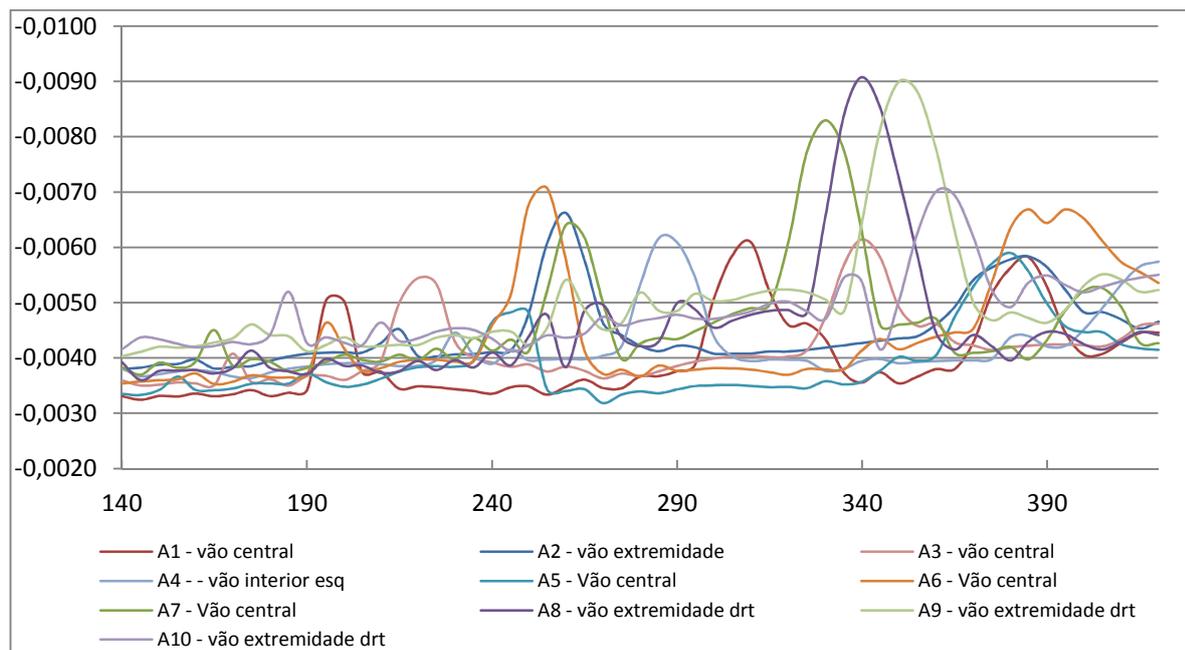


Gráfico 14 - Deslocamentos máximos em função da velocidade (inércia aumentada)

No que se refere a acelerações do caso em estudo, pode concluir-se que qualquer das soluções testadas, apresenta acelerações elevadas. Contudo quer o modelo não fissurado quer o modelo com inércia aumentada, verificam o critério dos 10 ciclos consecutivos.

5.3.5.2 Fenómenos de ressonância

Os cenários de simulação considerados correspondem à passagem sobre um tramo do viaduto em estudo, dos dez comboios que formam o modelo de carga HSLM A, circulando a velocidades entre 140 e 420 km/h, com incrementos de 5 km/h.

O sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico foi resolvido pelo método da sobreposição modal, considerando um incremento de tempo Δt variável com a velocidade do veículo, um coeficiente de amortecimento estrutural de 0,5%, para todos os modos de vibração da estrutura e com a primeira frequência vertical de 3,066Hz.

Na tabela seguinte calcularam-se as velocidades de ressonância através da frequência fundamental da estrutura e dos espaçamentos entre cargas, apenas serão apresentadas as velocidades entre 140 e 420 km/h.

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

Tabela 55 – Valores de velocidades susceptíveis a ressonância (km/h). Para f_0 igual a 3,066, 3,78 e 4,73 (Hz) respectivamente.

	D(m)	i=1	i=2
A1	18	198,69	-
A2	19	209,73	-
A3	20	220,77	-
A4	21	231,80	-
A5	22	242,84	-
A6	23	253,88	-
A7	24	264,92	-
A8	25	275,96	-
A9	26	287,00	-
A10	27	298,03	149,02

	D(m)	i=1	i=2
A1	18	245,44	-
A2	19	259,07	-
A3	20	272,71	-
A4	21	286,34	-
A5	22	299,98	149,99
A6	23	313,61	156,81
A7	24	327,25	163,62
A8	25	340,88	170,44
A9	26	354,52	177,26
A10	27	368,15	184,08

	D(m)	i=1	i=2	i=3
A1	18	306,50	153,25	-
A2	19	323,53	161,77	-
A3	20	340,56	170,28	-
A4	21	357,59	178,79	-
A5	22	374,62	187,31	-
A6	23	391,64	195,82	-
A7	24	408,67	204,34	-
A8	25	306,50	212,85	-
A9	26	-	221,36	147,58
A10	27	-	229,88	153,25

5.4 RESUMO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

i) Verificação de conforto

O critério de limitação da flecha pretende evitar a alteração significativa da geometria vertical da via sob tráfego. Por outro lado, para um sistema que não contempla a interação veículo-estrutura, como o do caso de estudo, o mesmo critério pode ser utilizado para assegurar o conforto dos passageiros (ponto 3).

Segundo a A2.4.4.2.3 do EN 1990 deve garantir-se que, para todas as configurações de carga possíveis com os seus valores característicos, o deslocamento vertical máximo ao longo da via devido ao tráfego ferroviário não ultrapassa os $L/600$ (equivale a 5,8 cm neste caso de estudo).

Segundo o 4.2.1.1.3 do IAPF2007 deve garantir-se que, para as mesmas condições da alínea anterior, a rotação máxima do tabuleiro nos seus apoios é, para uma via balastrada, igual a $3,5 \times 10^{-3}$ rad (entre tabuleiro e encontro) ou $5,0 \times 10^{-3}$ rad (num apoio interior). Esta verificação em particular pretende limitar tensões adicionais nos carris, forças de levantamento nos sistemas de fixação dos carris e descontinuidade angular nas juntas de dilatação

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

Segundo o A2.4.4.3 do EN 1990 deve garantir-se que, em caso de não consideração da interação veículo-estrutura, o deslocamento vertical máximo ao longo da via é dado pela Figura 43 e é função do comprimento de vão L (m), velocidade do comboio, numero de vãos e configuração da ponte. Para o caso de estudo, cinco vãos contínuos, o valor de deve ser multiplicado por 0.9.

Considerações do caso em estudo:

- $L=35$
- LM71 350km/h

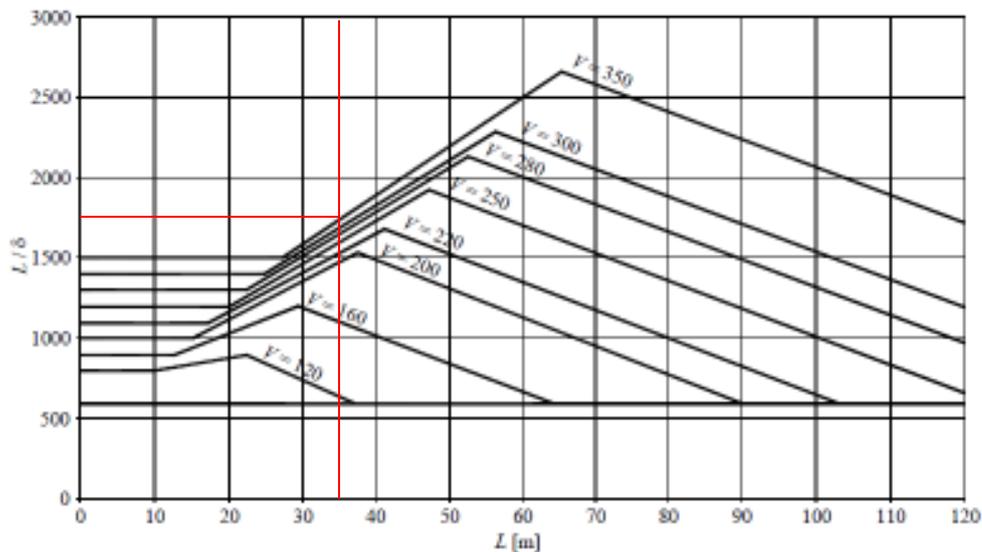


Figura 76 - Deslocamento vertical máximo permitido para pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados e para um nível de conforto "muito bom"

o que resulta em adoptar os seguintes valores limite:

- $LM71 = 35/600=5,8$ cm (segurança da via)
- $LM71=35/1750 \times 0,9=2,2$ (estado limite de serviço)

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

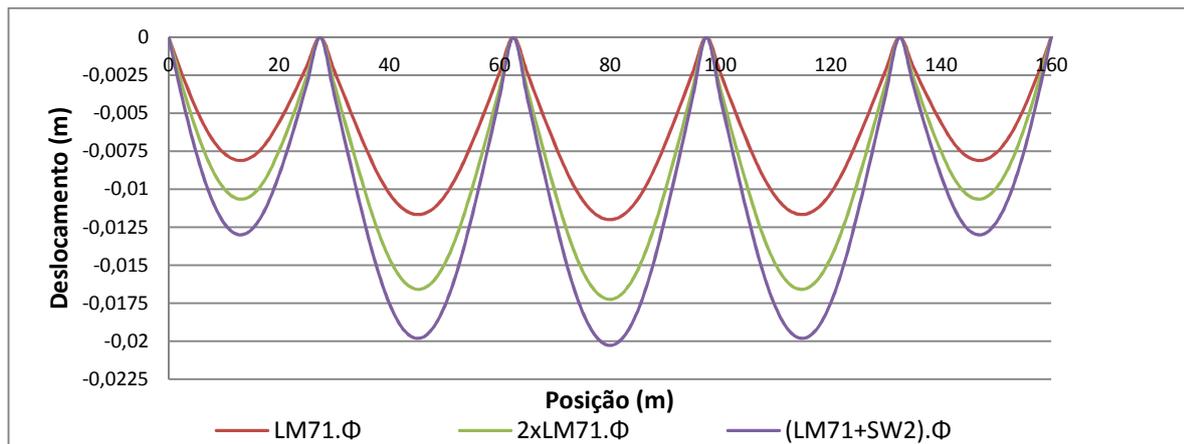


Gráfico 15 – Deslocamentos para LM71 e SW/2

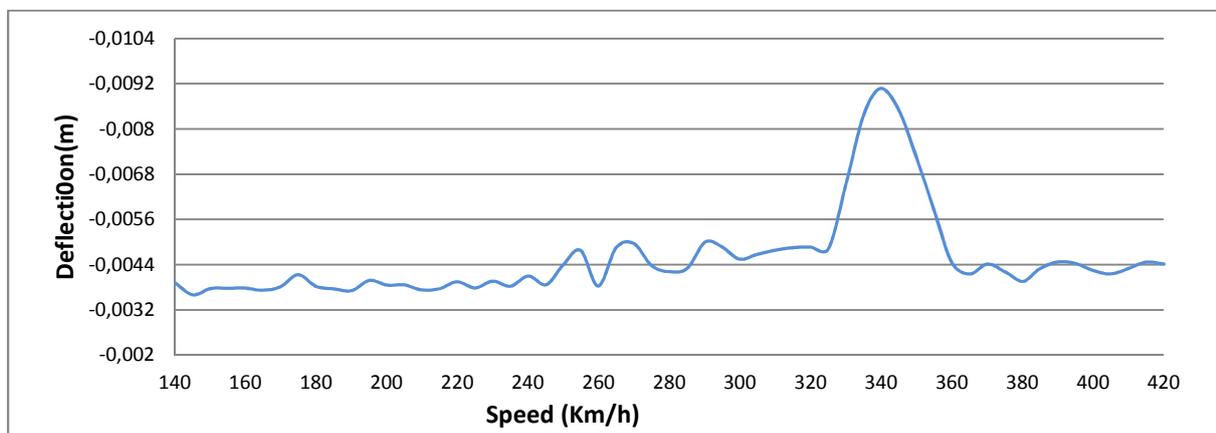


Gráfico 16 – Deslocamento máximo HSLM-A8

Tabela 56 – Quadro resumo deslocamentos

	Deslocamentos		
	Valores registados (cm)	Valores limite (cm)	Verificação
HSLM	0,92	2,2	2,34
LM71	1,20	2,2	1,21
LM71+SW/2	2,14	5,8	2,86

ii) Rotações

O deslocamento vertical relativo δ_v entre dois tramos de tabuleiro ou entre um tramo e o encontro da ponte deve de ser limitado de forma a evitar uma excessiva deformabilidade do carril, tensões

Análise do tabuleiro de um viaduto para uma linha de alta velocidade

de flexão excessivas no mesmo, a garantir uma continuidade da via balastrada e a evitar uma eventual desagregação da camada de balastro (Figura 77).

As rotações serão verificadas igualmente para os comboios HSLM-A e LM71.

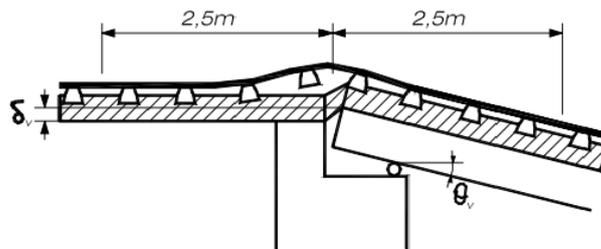


Figura 77 - Representação do deslocamento vertical

Bastará verificar o HSLM-A9 pois é este com gera maiores deslocamentos no tramo de extremidade, logo gerará também a maior rotação.

- HSLM-A9 – $0,69 \times 10^{-3}$ rad (velocidade- 344,8Km/h)
- 2xLM71 – $1,08 \times 10^{-3}$ rad

Tabela 57 – Quadro resumo rotações

	Rotações		
	Valores registados (rad)	Valores limite (rad)	Verificação
HSLM	$0,69 \times 10^{-3}$	$3,5 \times 10^{-3}$	5,07
LM71	$1,08 \times 10^{-3}$	$3,5 \times 10^{-3}$	3,24

Capítulo 6 - CONCLUSÕES

Os efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias têm constituído objecto de estudo continuado nos últimos anos por parte dos investigadores deste domínio. Este facto está subjacente nas normas [EN1991-2, 2003] e [EN1990-Annex A2, 2005] que estabelecem que para o dimensionamento de pontes ferroviárias é necessário verificar um conjunto de critérios relativos à segurança estrutural, ao conforto dos passageiros e à segurança da via, nomeadamente neste último critério, estados limites de deformação e vibração e estados limites relativos à interacção entre estrutura-ponte.

A resposta dinâmica de pontes ferroviárias em serviço depende por um lado do tipo de comboio e da sua velocidade e, por outro lado, das características dinâmicas da estrutura, nomeadamente da frequência própria fundamental e do amortecimento. A situação de ressonância é, normalmente, a situação mais desfavorável para a estimativa dos parâmetros de cálculo relativos a acelerações e deslocamentos máximos verticais do tabuleiro.

As pontes ferroviárias, com vãos inferiores a 40 m, são estruturas muito sensíveis aos efeitos dinâmicos produzidos pela passagem de tráfego com velocidades superiores a 200 km/h de tal forma que a análise dinâmica tem de ser efectuada tendo como base a resposta da estrutura sujeita à passagem de diversos comboios tipo, HSLM.

Um dos parâmetros que se tem revelado mais crítico neste tipo de pontes, com vãos inferiores a 40 m, é o relativo às acelerações máximas verticais. Valores excessivos destas acelerações podem originar a instabilidade do balastro com a diminuição da capacidade portante da via e colocando em causa, a par da manutenção do traçado da linha, o conforto dos passageiros e a segurança de circulação na via [ERRI D214/RP9, 1999].

Os resultados das análises dinâmicas realizadas com a passagem dos comboios do modelo de carga HSLM-A foram avaliados do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros.

Em termos de segurança estrutural, os resultados obtidos nas análises dinâmicas em termos de momento a meio vão, esforço transversal no apoio e deslocamento vertical, são sempre inferiores aos obtidos aplicando o modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico Φ , e considerando um coeficiente de classificação, α , de 1,0.

Nos que refere a este factor Φ , obtido através da relação entre a resposta estática e dinâmica dos comboios de alta velocidade, revelou ser diferente se se estiver a tratar do esforço transversal ou do momento flector.

As acelerações verticais do tabuleiro, calculadas com a passagem dos 10 comboios HSLM A, são muitas vezes superiores ao limite de $3,5\text{m/s}^2$, para pontes balastradas [3] que pode ter origem no baixo amortecimento da estrutura ($\xi=0,5\%$) e também pelo facto dos tramos serem curtos e relativamente leves. Contudo neste trabalho adoptou-se um critério de verificação que consiste em limitar o número de ciclos consecutivos acima dos $3,5\text{m/s}^2$ em 10 [16], e esse critério foi verificado para o modelo 3 (rigidez aumentada).

Conclusão

No que refere às velocidades de ressonância, existem algumas discrepâncias entre os valores das velocidades esperadas através do EC1-2 e dos registados através do modelo de cálculo realizado. Isto pode dever-se à existência de uma grande alteração de rigidez até 1/5 de vão e de se tratar de uma ponte contínua.

Com a aplicação da metodologia simplificada de avaliação do conforto dos passageiros obteve-se um limite inferior para a relação L / δ de 1750. Para a ponte em estudo o valor da mesma relação é de 2916, o que corresponde a considerar um nível de conforto dos passageiros de Muito Bom.

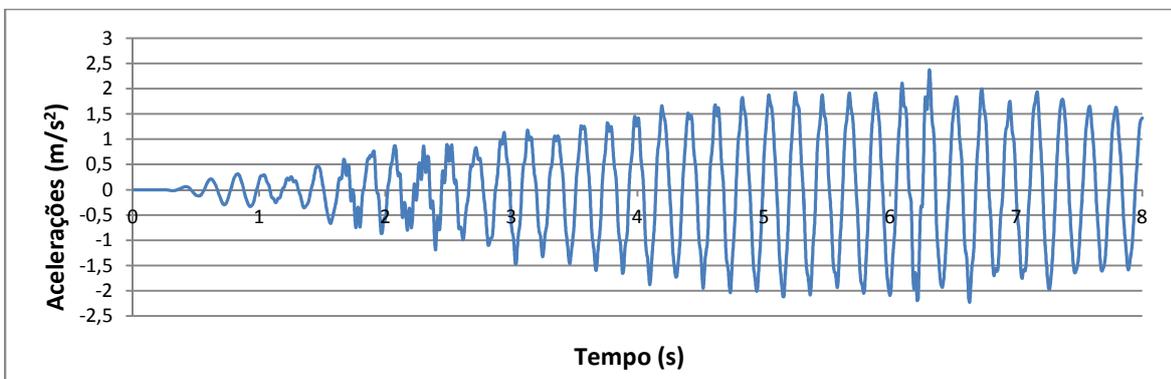
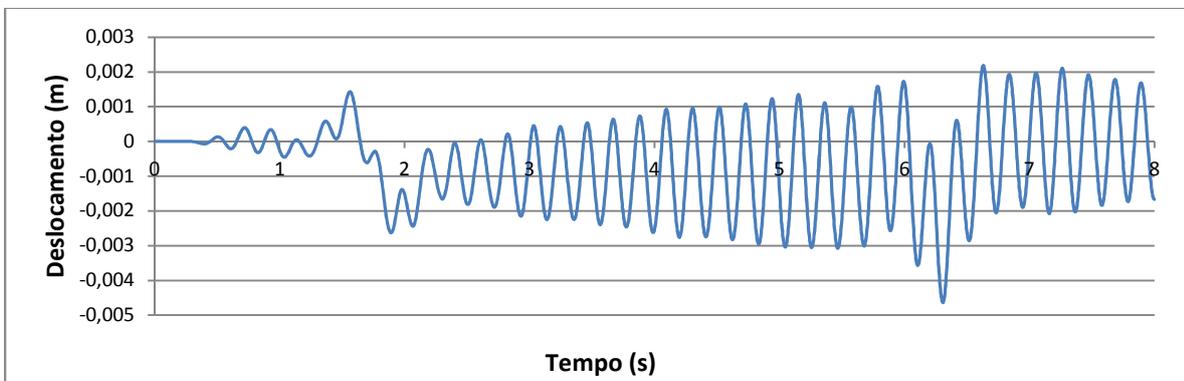
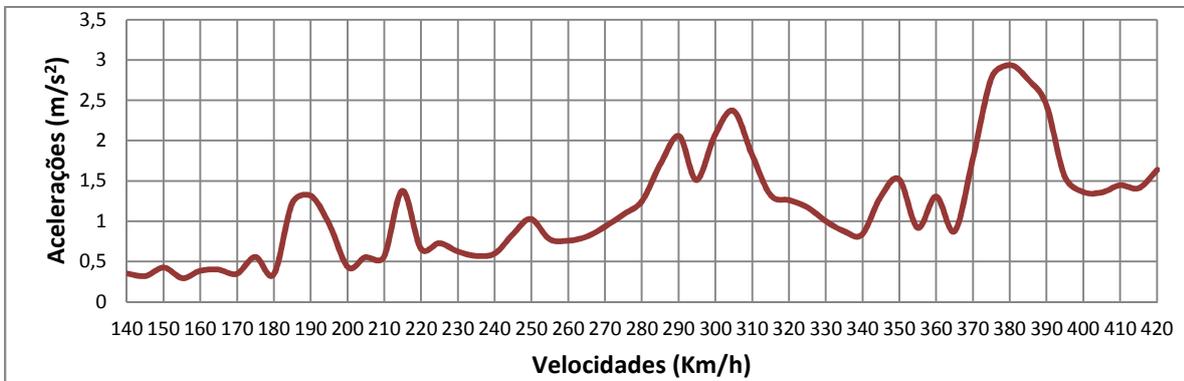
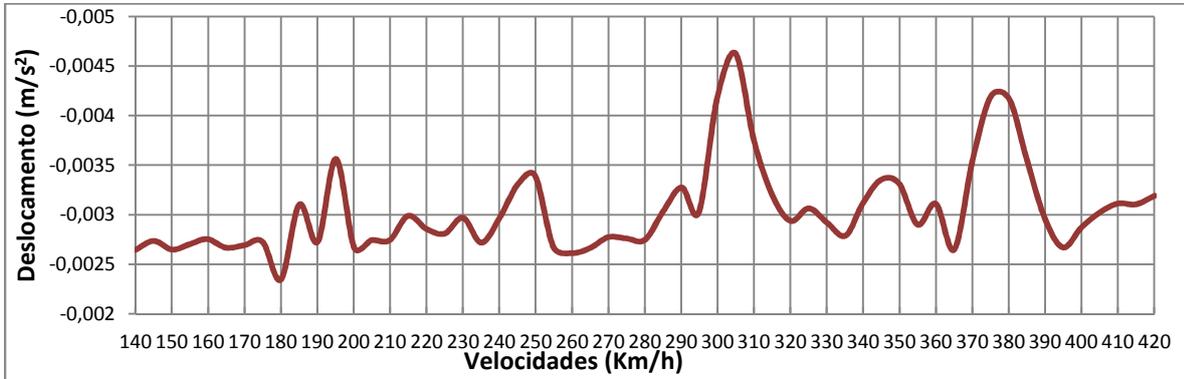
As verificações relativas à interacção entre a via e a estrutura podem ser realizadas através da aplicação de um método simplificado proposto no anexo G da EN1991-2, o qual permite a dispensa da realização de modelos mais complexos que tenham em conta a interacção entre a via e o tabuleiro, sempre que forem cumpridos os limites de validade estabelecidos nesse anexo. Contudo o valor obtido através da expressão é irrisório para este caso em concreto, $\Delta\xi=0,000259\%$.

REVISÃO DE REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

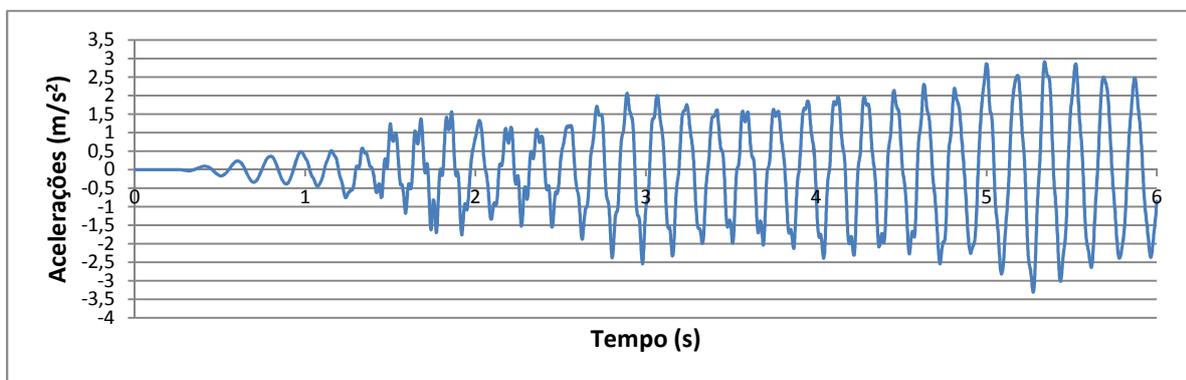
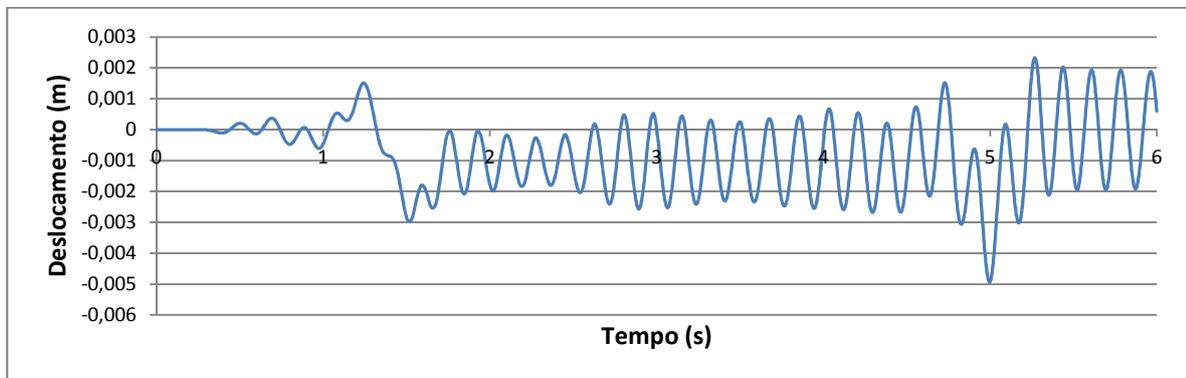
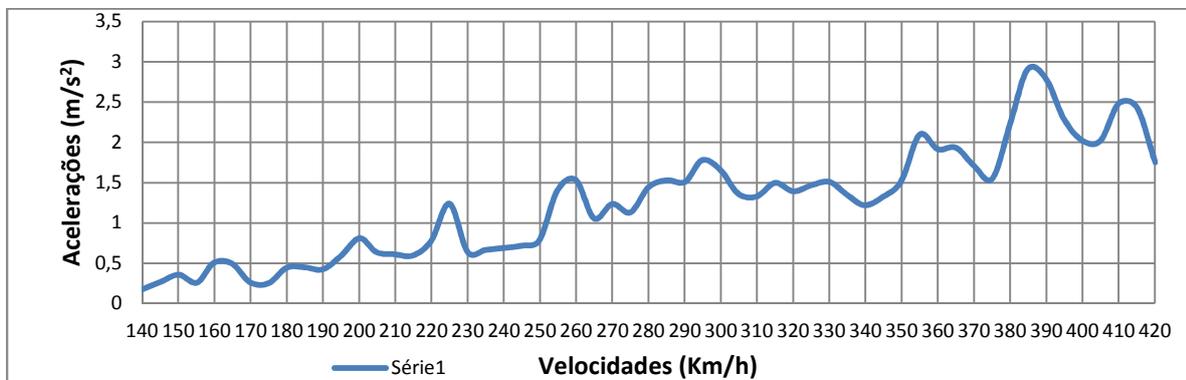
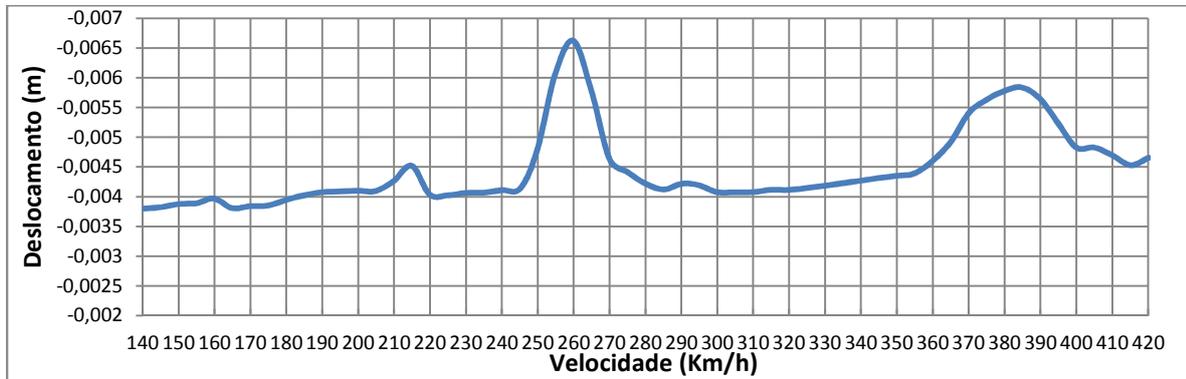
- [1] Calçada R., Delgado.R & Campos e Matos A.: Bridges for High-Speed Railways. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Porto, Portugal
- [2] EN1990-A2. Eurocode: Basis of structural design - Annex A2: Applications for bridges (Normative). European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2005.
- [3] EN1991-2. Eurocode 1: Actions on structures - Part2: Traffic loads on bridges. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2003.
- [4] 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.
- [5] ERRI Specialists' Committee D214/RP 9. Final Report - Rail Bridges for Speeds > 200 km/h. European Rail Research Institute , Utrecht, 2001.
- [6] Frýba, L. (2004). Dynamic Behaviour of Bridges due to High speed train. In Workshop Bridges orhigh-speed railways. Porto: FEUP.
- [7] Goicolea, J.M. La consideración de los fenómenos dinâmicos en el proyecto de puentes ferroviários. Universidad Politécnica de Madrid
- [8] Goicolea, J.M.(2007 Novembro). Dynamic behaviour of high-speed railway bridges; Research at Escuela de Caminos, UPM Seminar at Instituto Superior Técnico, Lisboa
- [9] <http://www.refer.pt>
- [10] <http://forum.civilea.com>
- [11] Neves, M.S. Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade: Efeito da Via Balastrada. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico Lisboa (2010 Setembro).
- [12] Reis, A. (2007, Maio). Pontes Metálicas e Mistas – PMM. Apontamentos de apoio para a FunDEC. Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- [13] Reis, A. (2009).Pontes mistas aço betão. Ordem dos engenheiros.
- [14] RPX-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras.
- [15] SAP2000® (v14.0.0). Integrated software for structural analysis & Design, User's manual. Computers & Structures, Inc, Berkeley, 2009.
- [16] Reis J.A &. Pedro J.O. Composite Truss Bridges:new trends, design and research.

ANEXOS

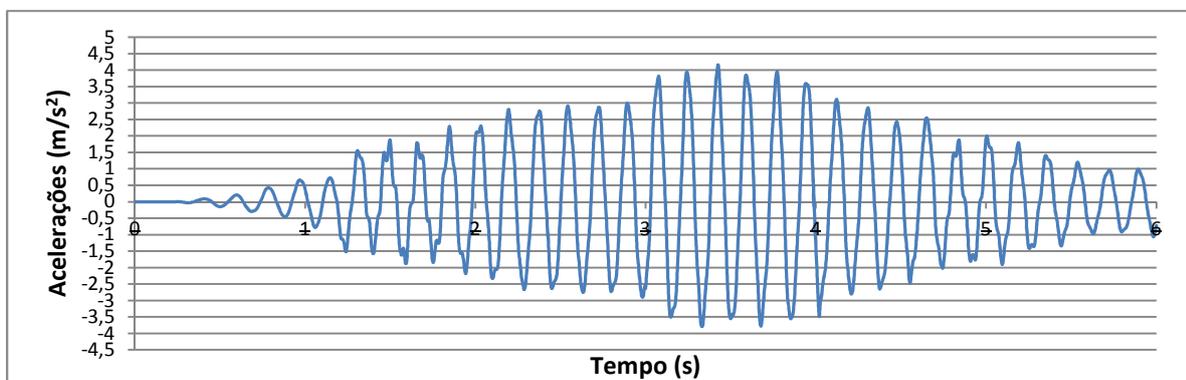
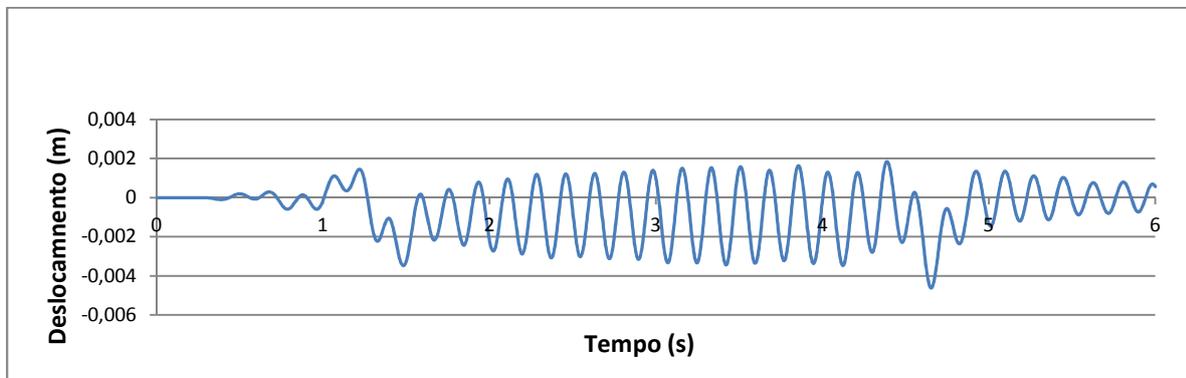
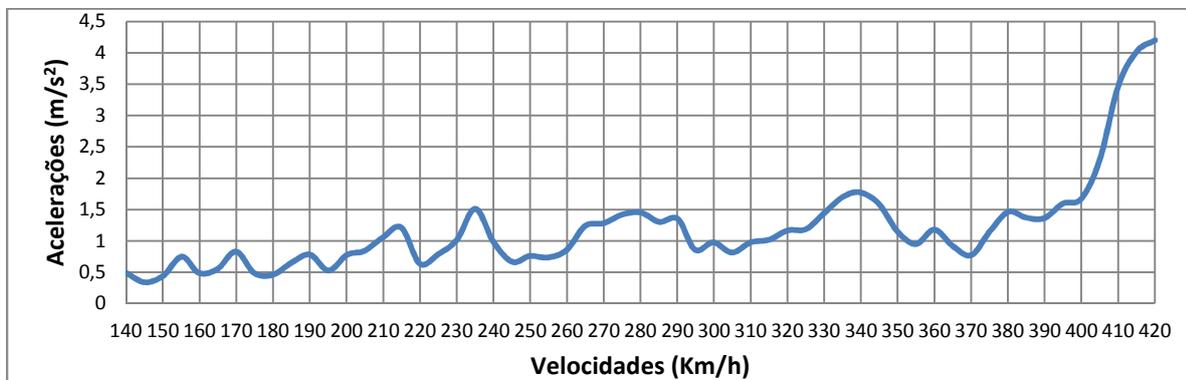
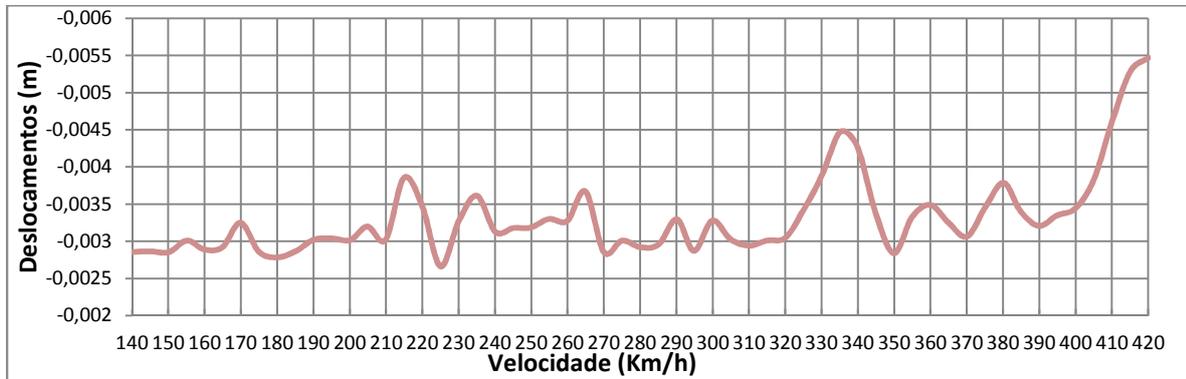
HSLM-A1 – Inercia aumentada



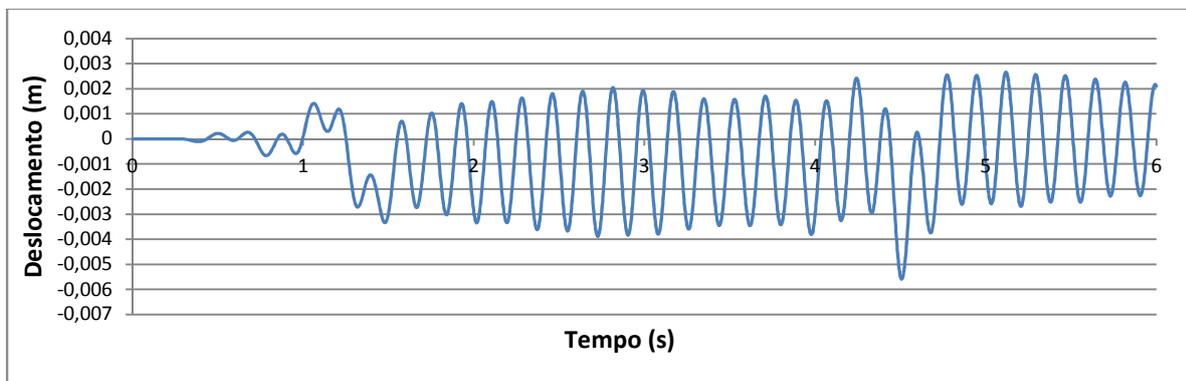
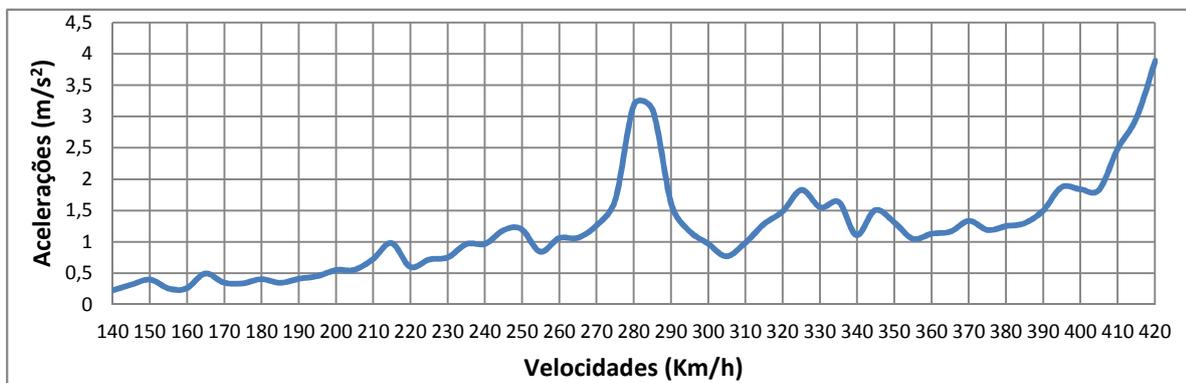
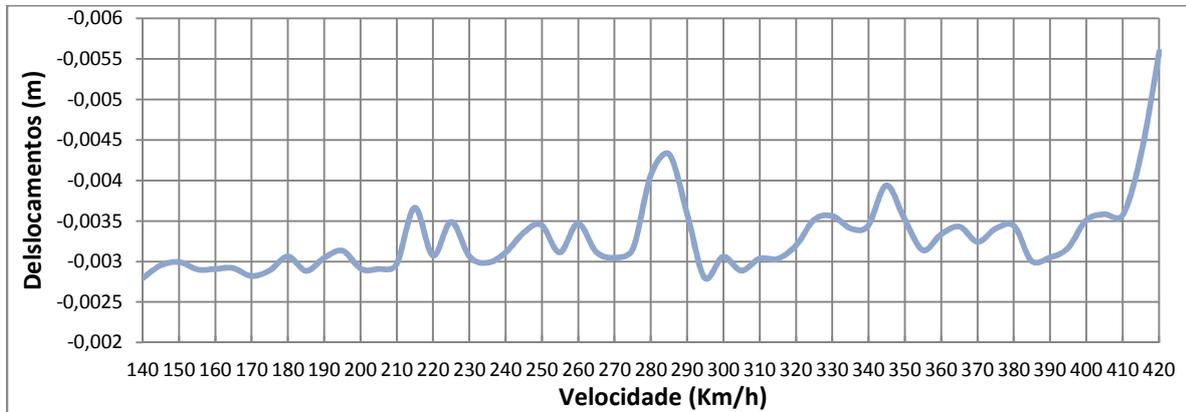
HSLM-A2 -Inercia aumentada

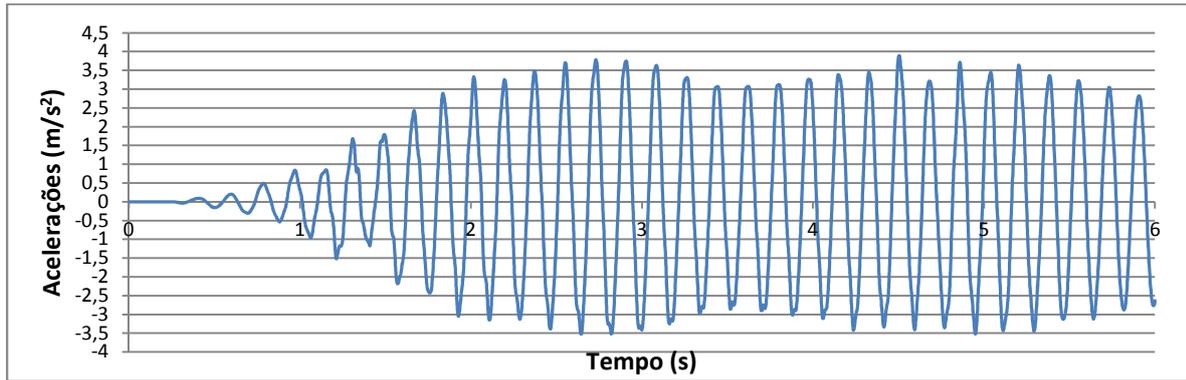


HSLM-A3-Inercia aumentada

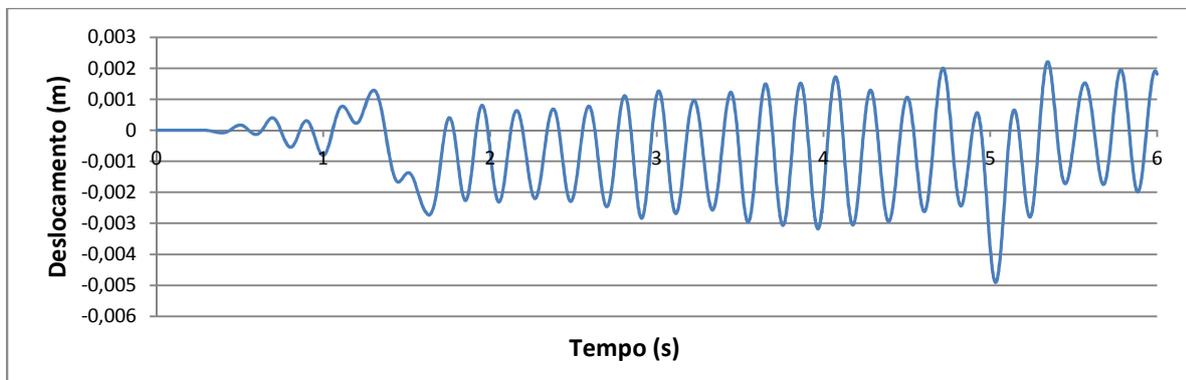
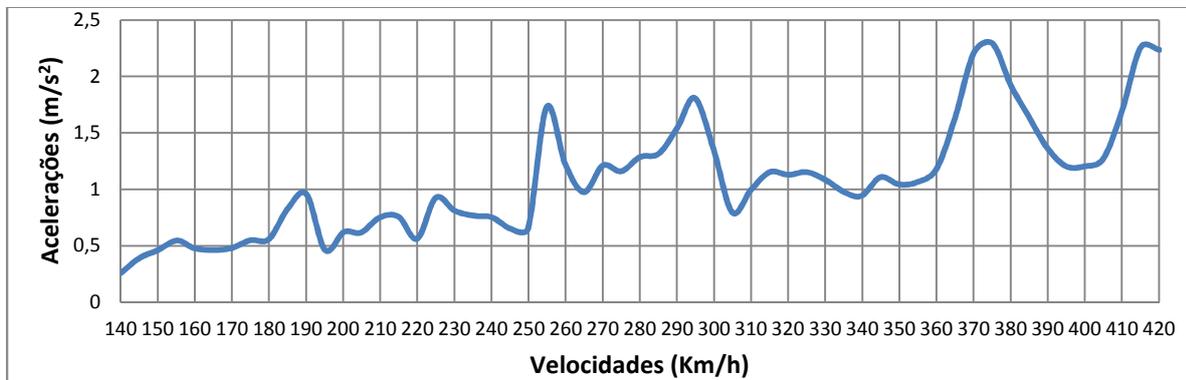
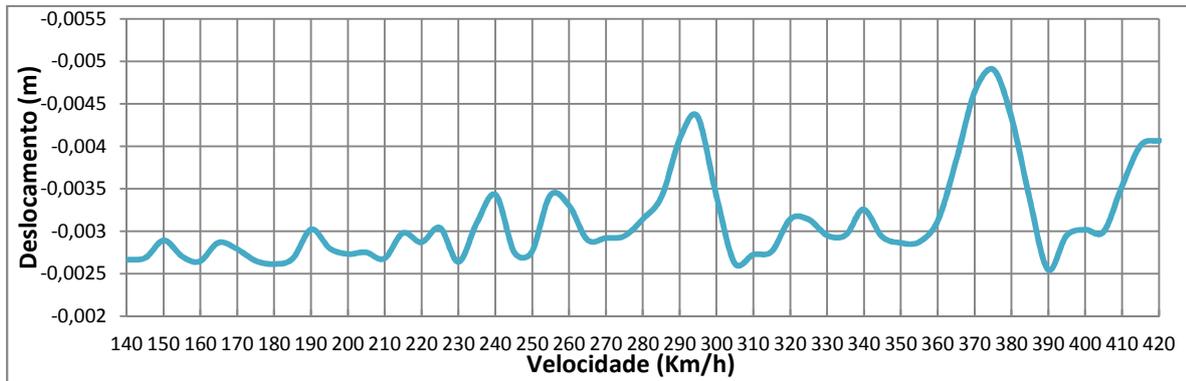


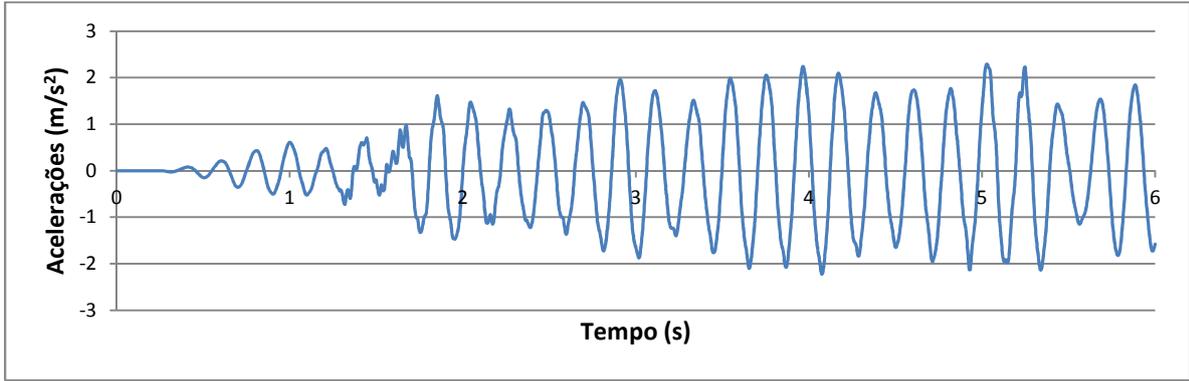
HSLM-A4-Inercia aumentada



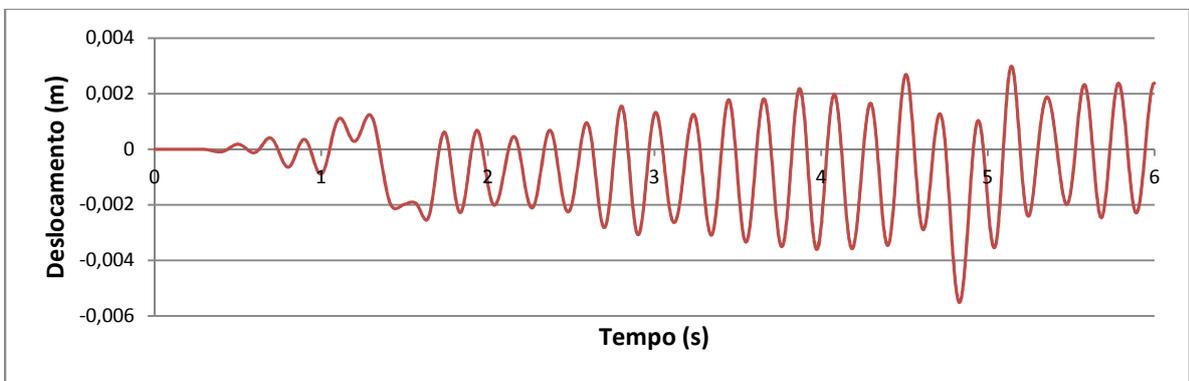
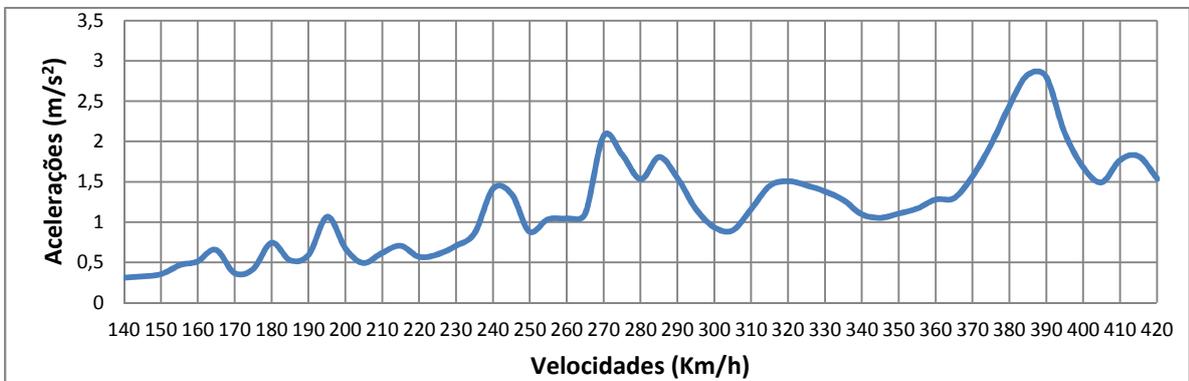
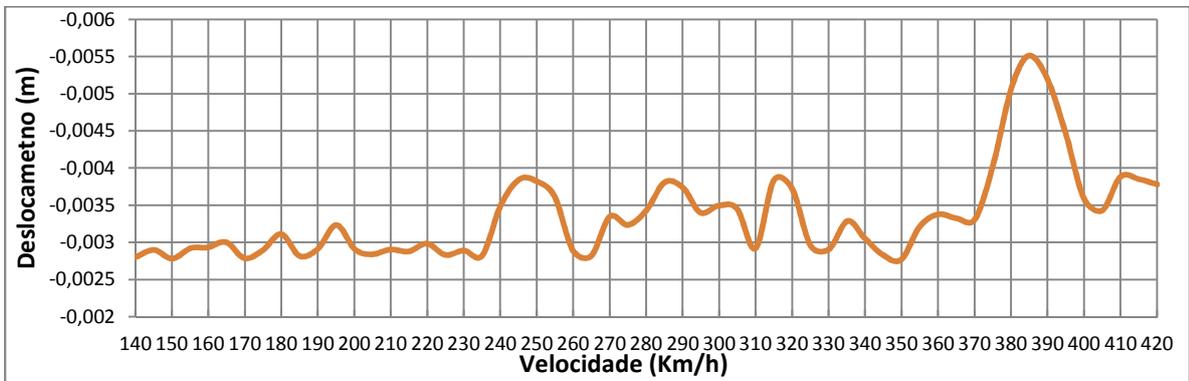


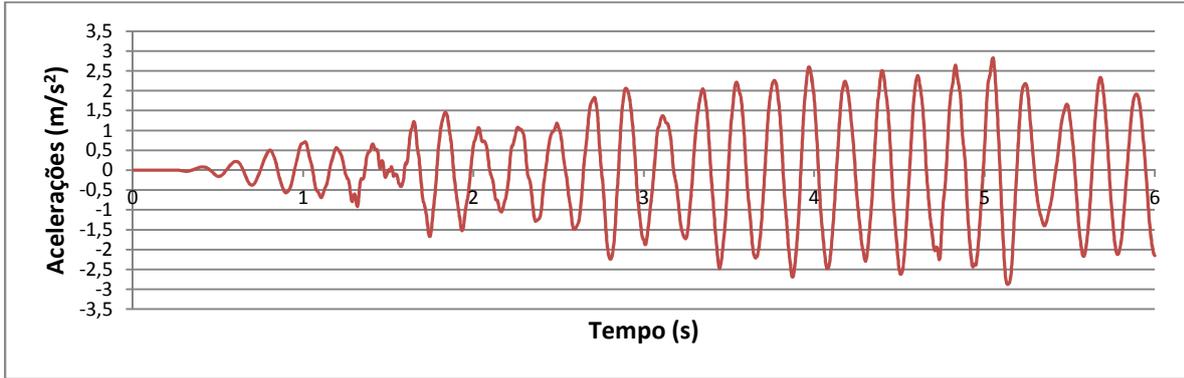
HSLM-A5-Inercia aumentada



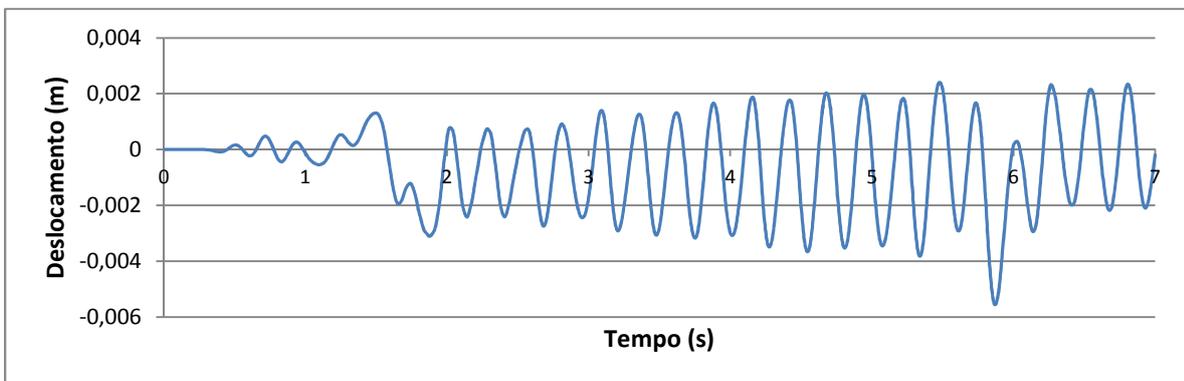
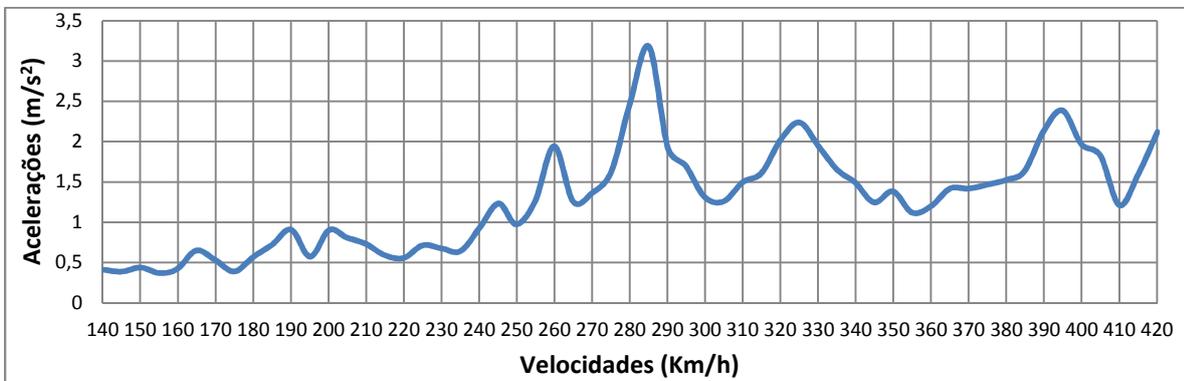
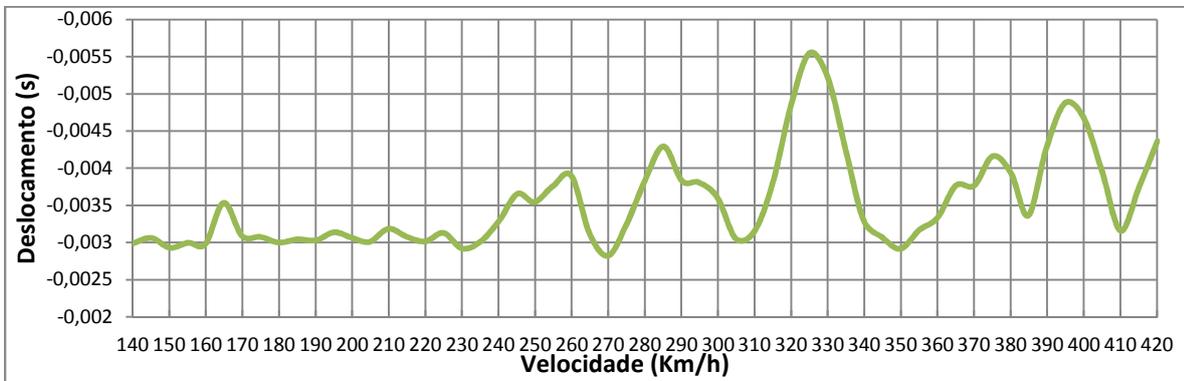


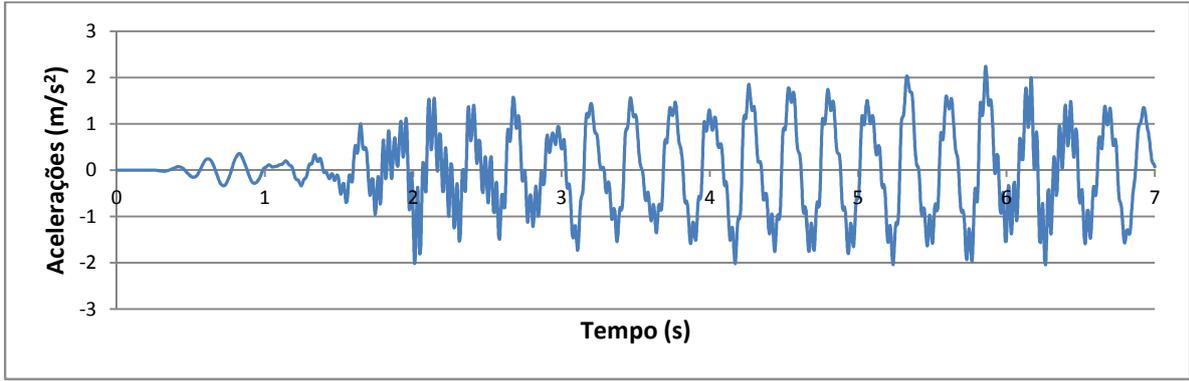
HSLM-A6-Inercia aumentada



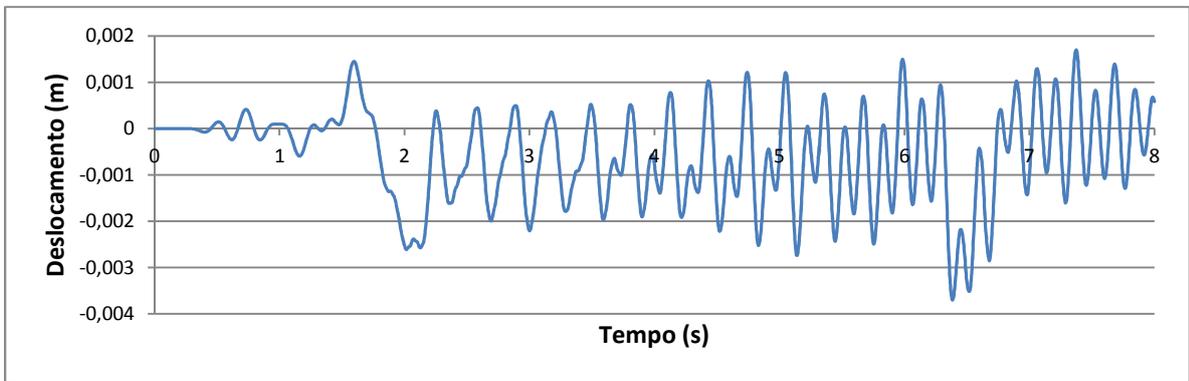
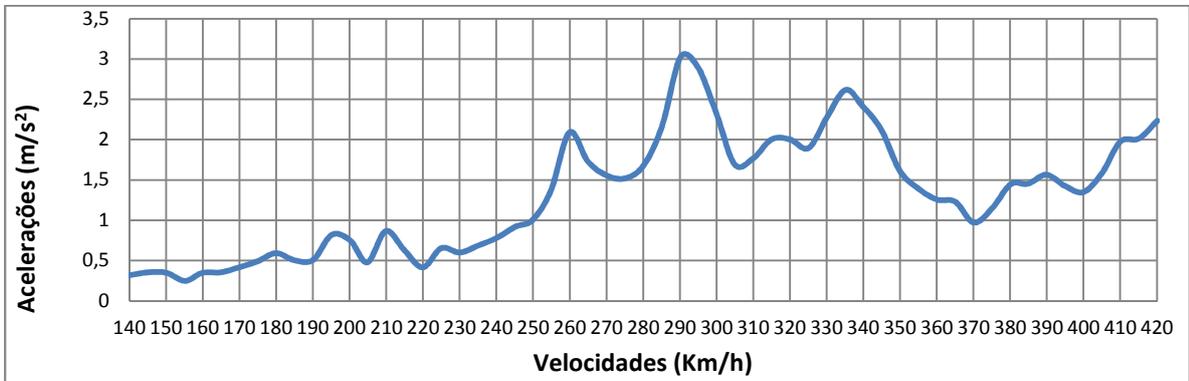
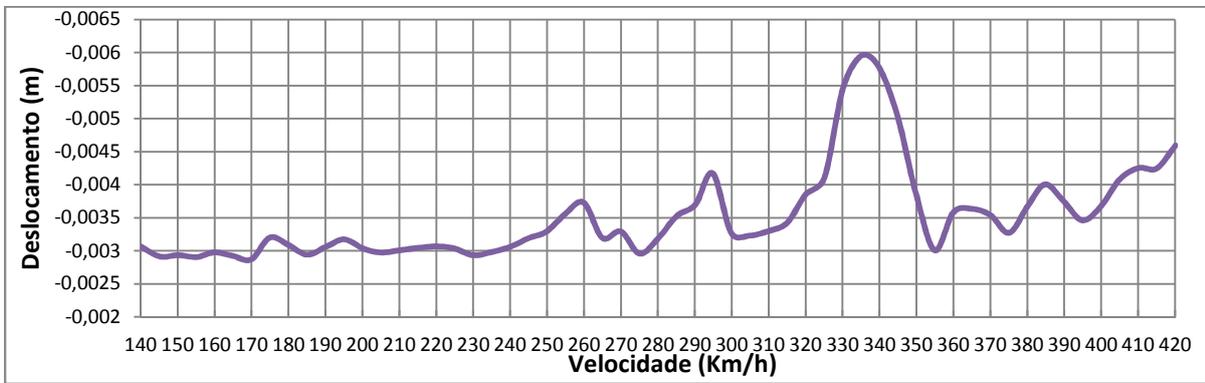


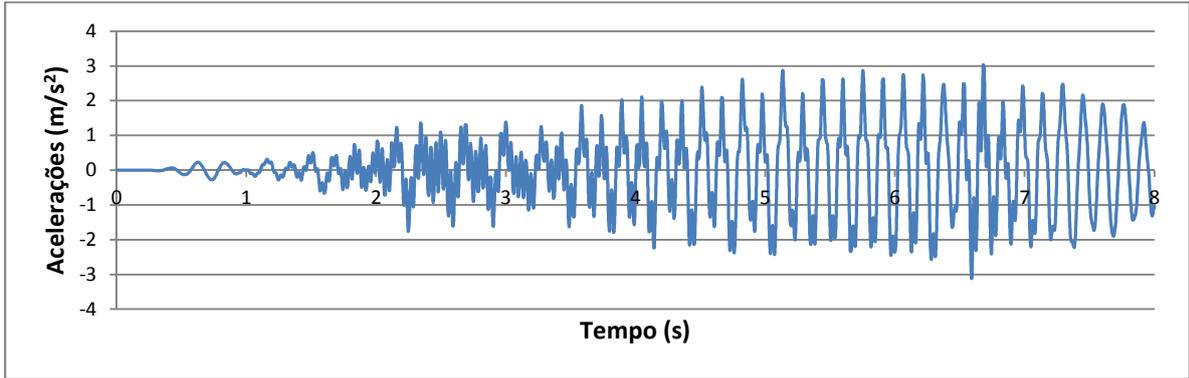
HSLM-A7-Inercia aumentada



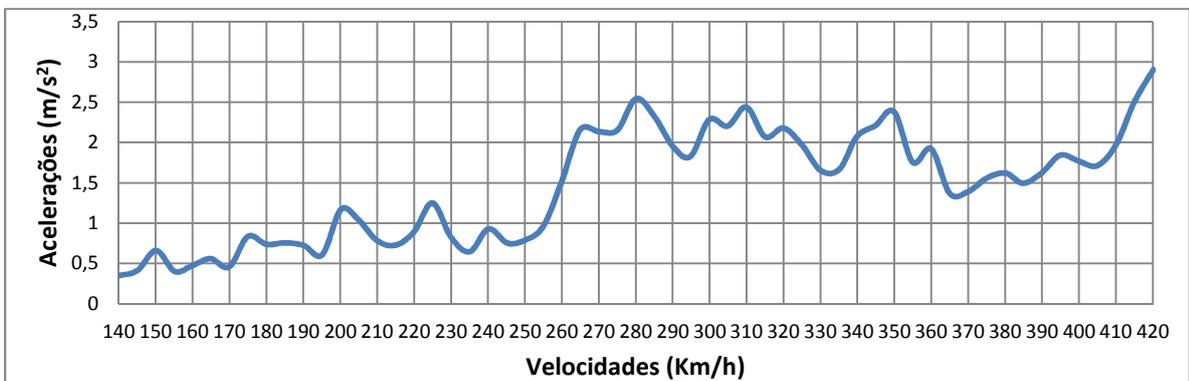
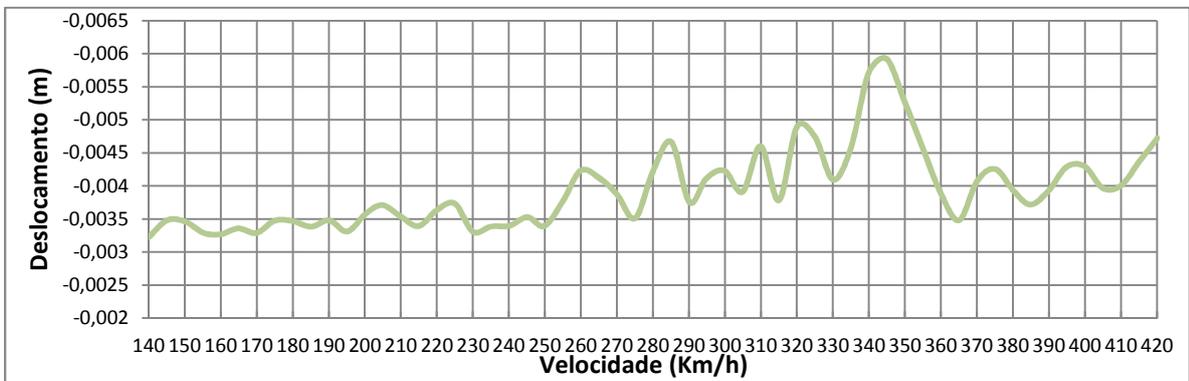


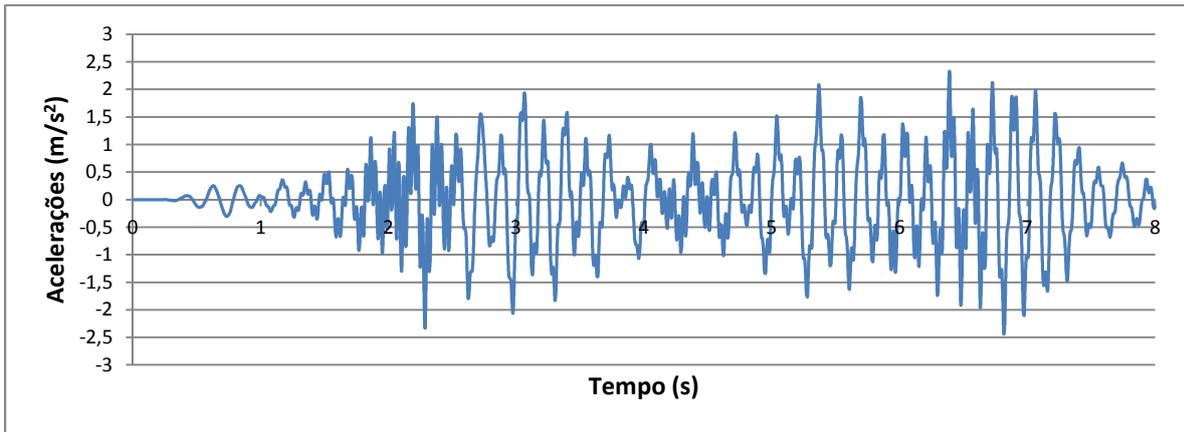
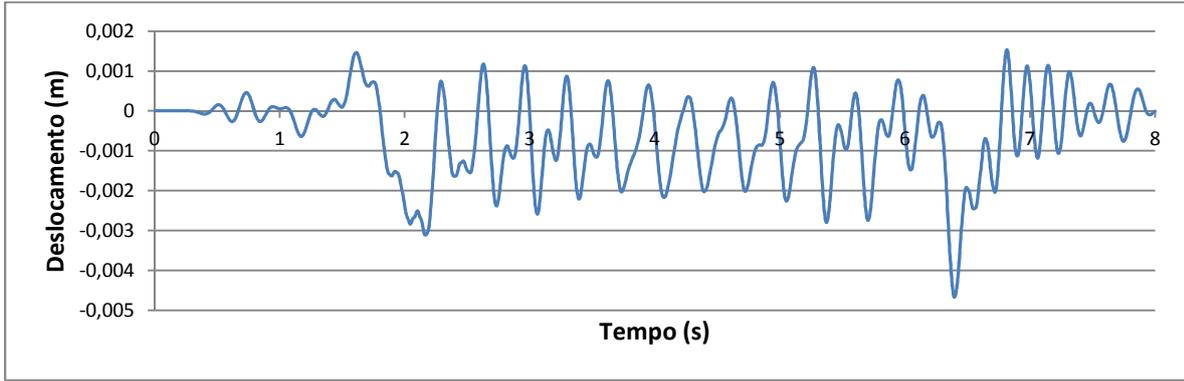
HSLM H8-Inercia aumentada





HSLM-A9-Inercia aumentada





HSLM-A10-Inercia aumentada

