

**ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES PARA FERROVIAS DE ALTA
VELOCIDADE DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 1 - PARTE 2,
ESTUDO DE CASO PRÁTICO**

João Pedro Berjano Lança

**Mestrado em Engenharia Civil
Área de Especialização: Estruturas
Dissertação**

ORIENTADOR(ES): Professor José Bernardo Lobo

Professor Doutor Pedro Salvado Ferreira

Janeiro de 2016

Dissertação submetida no Instituto Politécnico de Setúbal

Análise Dinâmica de Pontes para Ferrovias de Alta Velocidade de acordo com o Eurocódigo 1 - Parte 2, estudo de caso prático

Mestrado em Engenharia Civil

DECLARAÇÃO DE AUTORIA DO TRABALHO

Declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados estão devidamente citados no texto e constam da listagem de referências incluída.

João Pedro Berjano Lança



(assinatura)

DIREITOS DE COPIA OU COPYRIGHT

© **Copyright:** Nome Completo

O Instituto Politécnico de Setúbal tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicitar este trabalho através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de deixar um especial agradecimento ao meu orientador da tese, Professor José Lobo, por todo o apoio generoso, encorajador e disponibilidade incondicional, tendo dedicado parte do seu tempo no apoio da realização desta tese com as suas críticas construtivas essenciais.

Gostaria de agradecer igualmente ao meu co-orientador Professor Doutor Pedro Salvado Ferreira, pelo seu suporte e preocupação.

À REFER, pela documentação fornecida para o desenvolvimento do modelo da estrutura analisada.

À EST – Barreiro pela flexibilidade demonstrada, ao permitir a apresentação do tema via Skype.

Um especial agradecimento a toda a minha família e amigos por todo o apoio que me transmitiram, especial compreensão e grande fonte de motivação que tornaram possível concluir esta dissertação.

RESUMO

Este trabalho foi realizado no âmbito da unidade curricular de Dissertação/Projeto de Engenharia Civil do Mestrado em Engenharia Civil, da Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, do Instituto Politécnico de Setúbal, e trata-se da Dissertação de Mestrado para a obtenção do grau de Mestre.

Este trabalho pretende fazer uma abordagem ao estado da arte no que respeita às pontes e aos viadutos em linhas ferroviárias para comboios de alta velocidade com especial atenção na análise dos efeitos dinâmicos e respetivos códigos europeus.

Numa primeira fase, o estudo centrou-se na apresentação das principais soluções estruturais adotadas para este tipo de estruturas executadas na Europa identificando-se e descrevendo-se alguns dos parâmetros e características técnicas associadas à conceção.

Em seguida foi feito um levantamento dos principais aspetos regulamentares relacionados com a dinâmica de pontes para tráfegos de alta velocidade recorrendo às mais recentes normas europeias, os Eurocódigos. Depois apresentam-se os aspetos e técnicas relacionadas com os principais modelos e metodologias numéricas desenvolvidos para a análise dinâmica de pontes para alta velocidade.

Finalmente, foi efetuado o estudo de uma estrutura existente em território Nacional para permitir a verificação do cumprimento dos referidos códigos e a aplicabilidade da referida estrutura ao tráfego real existente na Europa a operarem redes de alta velocidade.

PALAVRAS-CHAVE: Eurocódigos, ponte ferroviária de alta velocidade, análise dinâmica, cargas móveis, modelos numéricos de elementos finitos.

ABSTRACT

This work was performed within the course unit Dissertation / Civil Engineering Project of the Master in Civil Engineering, at Barreiro Technology School, Polytechnic Institute of Setúbal, it is the Master's Thesis for the degree of Master.

This work intends to make an approach to the state of the art with regard to bridges and viaducts on railway lines for high-speed trains with special attention on the dynamic analysis and respective European codes effects.

Initially, the study focused on the presentation of the main structural solutions adopted for this type of structures in Europe by identifying and describing some of the technical parameters and characteristics associated with design.

Then it was made a review of the main regulatory aspects related to the dynamics of bridges for high-speed traffic using the latest European standards, Eurocodes. Next, aspects and techniques related presentation of the main models and numerical methods developed for the dynamic analysis of bridges to high speed.

Finally, the study of an existing structure implemented in national territory was made to allow verification of compliance with these codes and the applicability of that structure to the existing real traffic in Europe operating in high-speed networks.

KEYWORDS: Eurocodes, railway bridge for high-speed traffic, dynamic analysis, moving loads, numerical finite element models.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1.INTRODUÇÃO	1
2.TIPO DE ESTRUTURAS E VIAS PARA LINHAS DE ALTA VELOCIDADE.....	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. TIPOS DE VIAS.....	6
2.2.1. VIA BALASTRADA.....	7
2.2.2. VIA NÃO BALASTRADA	12
2.2.3. VIA DE APOIO MISTO	14
2.3. TIPOS DE ESTRUTURA.....	15
2.3.1. ESPANHA.....	16
2.3.2. FRANÇA.....	19
2.3.3. ITÁLIA.....	22
3.TEORIA DA ANÁLISE DINÂMICA.....	25
3.1. ESTADO DA ARTE	25
3.2. CARACTERÍSTICAS DO PROBLEMA DINÂMICO	27
3.3. RESSONÂNCIA DA ESTRUTURA	27

3.4. FATOR DINÂMICO	28
3.5. AMORTECIMENTO	29
4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE	31
4.1. ANÁLISE ESTÁTICA	31
4.2. ANÁLISE DINÂMICA	32
4.2.1. METODOLOGIA SIMPLIFICADA	32
4.2.2. METODOLOGIA ANALÍTICA	33
4.2.3. METODOLOGIA NUMÉRICA	33
4.2.4. METODOLOGIA EMPÍRICA	35
5. EUROCÓDIGO	37
5.1. AÇÕES VERTICAIS	37
5.1.1. EFEITOS ESTÁTICOS	37
5.1.2. EFEITOS DINÂMICOS	39
5.2. AÇÕES HORIZONTAIS	50
5.2.1. FORÇA DE ARRANQUE E FRENAGEM	50
5.2.2. FORÇA DE LACETE	50
5.2.3. FORÇA CENTRÍFUGA	51
5.3. DISPOSIÇÃO, GRUPOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES	51
5.3.1. DISPOSIÇÃO DAS AÇÕES	51
5.3.2. GRUPOS DE AÇÕES	53
5.3.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES	55
5.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	55
5.4.1. CRITÉRIO DE SEGURANÇA ESTRUTURAL	56
5.4.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA DA VIA	57

5.4.3. CRITÉRIOS RELATIVOS AO CONFORTO DOS PASSAGEIROS	60
6.CASO DE ESTUDO	63
6.1. A PONTE	65
6.1.1. TABULEIRO	65
6.1.2. ARCO	68
6.1.3. PENDURAS E DIAFRAGMAS	69
6.1.4. APOIOS	71
6.1.5. PILARES E FUNDAÇÕES.....	71
6.2. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE FERROVIÁRIA DE ALCÁCER DO SAL73	
6.2.1. MODELAÇÃO DA PONTE	73
6.2.2. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS.....	77
6.2.3. ANÁLISE ESTÁTICA	80
6.2.4. ANÁLISE DINÂMICA.....	82
6.2.5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE	83
7.CONCLUSÕES	95
8.BIBLIOGRAFIA	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Mapa Europeu da Rede de Alta Velocidade.....	3
Fig. 2 - Mapa Espanhol Rede de Alta Velocidade	4
Fig. 3 - Mapa Francês Rede de Alta Velocidade	5
Fig. 4 - Mapa Italiano Rede de Alta Velocidade	6
Fig. 5 – Esquema Secção Transversal Via Balastrada [6].....	8
Fig. 6 – Fixações, adaptado de [9].....	9
Fig. 7 - Pandrol Fastclip [10]	9
Fig. 8 – Nabla [11]	10
Fig. 9 – Vossloh [12]	10
Fig. 10 – Palmilhas [13]	11
Fig. 11 – Soluções de Via Não Balastrada [6].....	12
Fig. 12 – Conceções Via Não Balastrada [6].....	13
Fig. 13 – Ponte sobre o Rio Ebro [15].....	17
Fig. 14 – “Esqueleto” da Ponte sobre o Rio Ebro [15]	17
Fig. 15 - Viaduto Arroyo de las Piedras [17].....	18
Fig. 16 - Viaduto Sant Boi [15]	19
Fig. 17 – Viaduto Sant Boi [15]	19
Fig. 18 – Ponte La Garde Adhémar [20].....	20
Fig. 19 – Ponte de Mornas [15].....	21
Fig. 20 – Viaduto Avignon.....	21
Fig. 21 – Viaduto de Piacenza	22

Fig.22 – Secção do Tabuleiro do Viaduto de Modena [22]	23
Fig. 23 – Viaduto de Modena [22]	23
Fig. 24 – Ponte sobre o Rio Po [15]	24
Fig. 25 – Valores característicos das cargas verticais referente ao modelo LM71 [3]	37
Fig. 26 – Modelos de Carga SW/0 e SW/2 [3].....	38
Fig. 27 - Fluxograma para a determinar a necessidade de realização de uma análise dinâmica [3]	40
Fig. 28 – Limites de frequência natural da estrutura em função do comprimento de vão [3].	42
Fig. 29 – ICE2.....	43
Fig. 30 – ETR-Y-500.....	43
Fig. 31 - Virgin	43
Fig.32 - Eurostar	44
Fig. 33 – Thalys2	44
Fig.34 – Talgo AV2	44
Fig. 35 – Modelo de cargas HSLM-A [3]	45
Fig. 36 - Modelo de cargas HSLM-B [3]	47
Fig.37 – Gráfico para determinação de N e d em função do vão [3].....	47
Fig. 38 - Modelo estrutural completo (adaptado [3]).....	58
Fig. 39 - Modelo estrutural simplificado (adaptado [27]).....	58
Fig. 40 – Deslocamento vertical máximo em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, em função da velocidade [2]	62
Fig. 41 – Carta de Localização [29].....	63
Fig. 42 – Localização na rede REFER [29]	64
Fig. 43 – Tipo de suporte tabuleiro [29].....	65
Fig. 44 – Vista geral [29]	66
Fig. 45 – Representação do tabuleiro [30]	66

Fig. 46 - Tabuleiro em construção [29].....	67
Fig. 47 - Secção caixão do tabuleiro [29]	68
Fig. 48 – Secção do arco [29]	68
Fig. 49 – Arco em construção [29]	69
Fig. 50 – Ligação pendural/tabuleiro [29]	70
Fig. 51 – Secção pendurais [30]	70
Fig. 52 – Vista geral pilar [30]	72
Fig. 53 - Fundações [30]	72
Fig. 54 - Tramo corrente do tabuleiro da ponte	73
Fig. 55 – Secção apoio exterior	74
Fig. 56 - Secção entre apoio externo e 1º pendural	74
Fig. 57 – Secção entre pendurais	75
Fig. 58 – Secção nos pendurais.....	75
Fig. 59 – Secção nos apoio interior.....	75
Fig. 60 - Localização dos pendurais.....	76
Fig. 61- Secções do arco	76
Fig. 62 - 1º Modo Vertical.....	78
Fig. 63 - 1º Modo Torção	78
Fig. 64 - 2º Modo vertical	79
Fig. 65 - 1º Modo de Torção	79
Fig. 66 – Deslocamento vertical comboios reais 1º tramo	84
Fig. 67 – Deslocamento vertical comboios reais 2º tramo	84
Fig. 68 - Deslocamento vertical comboios reais 3º tramo.....	85
Fig. 69 - Deslocamento vertical comboios HSLM 1º tramo.....	85
Fig. 70 - Deslocamento vertical comboios HSLM 2º tramo.....	86

Fig. 71 - Deslocamento vertical comboios HSLM 3º tramo.....	86
Fig. 72 - Aceleração vertical comboios reais 1º tramo.....	90
Fig. 73 - Aceleração vertical comboios reais 2º tramo.....	91
Fig. 74 - Aceleração vertical comboios reais 3º tramo.....	91
Fig. 75 - Aceleração vertical comboios HSLM 1º tramo	92
Fig. 76 - Aceleração vertical comboios HSLM 2º tramo	92
Fig. 77 - Aceleração vertical comboios HSLM 3º tramo	93

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1- Modelos de Carga SW/0 e SW/2 [3].....	38
Quadro 2 – Características dos comboios universais de A1 a A10 (adaptado [3])	46
Quadro 3 – Limites de aplicação do modelo de carga HSLM-A ou B (adaptado [3])	47
Quadro 4 – Coeficiente de amortecimento (adaptado [3])	49
Quadro 5 – Numero de vias a carregar para verificação dos estados limite de vibração e deformação (adaptado [3]).....	52
Quadro 6 – Definições de grupos de ações relativos ao tráfego ferroviário (adaptado [3])...	54
Quadro 7 - Valores máximos da torção do tabuleiro (adaptado [28])	60
Quadro 8 - Aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto (adaptado [28])	61
Quadro 9 - Frequências naturais e significado físico dos modos de vibração correspondentes	77
Quadro 10 - Resultados relativos às ações permanentes	80
Quadro 11 - Resultados para o modelo de cargas LM71	81
Quadro 12 - Resultados para o modelo de cargas LM SW/0	81
Quadro 13 - Resultados para a ação variação da temperatura	82
Quadro 14 - Comparação dos resultados relativos ao deslocamento vertical, para as duas situações analisadas.....	88
Quadro 15 - Comparação dos resultados relativos ao deslocamento vertical, para as duas situações analisadas.....	89

1. INTRODUÇÃO

Numa época onde a pegada ecológica e a sustentabilidade do planeta são assuntos de grande preponderância, o transporte ferroviário surge como uma alternativa ao transporte rodoviário e até mesmo ao transporte aéreo de médio curso como é exemplo a viagem de Amesterdão até Bruxelas, em que utilizando a ferrovia são gastas aproximadamente duas horas de viagem de centro a centro de cidade, ao passo que por via aérea embora o tempo efetivo de viagem ronde uma hora, adicionando (i) o tempo de deslocação centro – aeroporto e aeroporto – cidade (30 min. + 30min.) e (ii) o tempo de verificações de segurança (min. 1 hora), chegamos à conclusão que para além de competitivo em termos de tempo, é também mais cómodo.

No contexto socioeconómico as redes de alta velocidade foram também desenhadas de modo a potenciar o desenvolvimento em regiões mais isoladas e ligar as mesmas a polos de decisões e de desenvolvimento financeiro, permitindo assim o descongestionamento de grandes cidades através da relocação dos seus utentes para povoações mais distantes dado que a comutabilidade se torna mais fácil e confortável, como é o caso do estudo feito em Inglaterra para a sua nova linha de alta velocidade HS2, que irá fazer a ligação entre Birmingham e Londres, abrindo aos moradores deste polos a possibilidade de se relocarem para pontos intermédios da viagem, evitando assim a confusão citadina [1].

Como seria de esperar, na implementação deste tipo de linhas ferroviárias é necessária a construção de todo o tipo de estruturas que possibilitem ultrapassar qualquer tipo de obstáculo físico que surja no seu caminho, através de pontes, viadutos, travessias e túneis.

Devido ao tipo de tráfego circulante, as estruturas inseridas nas linhas de alta velocidade são solicitadas de forma dinâmica levando ao aumento dos efeitos mecânicos a que a mesmas estão sujeitas, sendo exemplo disso as acelerações e deslocamentos verificados ao nível do tabuleiro, que são de elevada importância para a avaliação do conforto dos passageiros e acima de tudo da integridade da própria estrutura.

A magnitude destes efeitos tende a aumentar com a velocidade de passagem do tráfego ferroviário, devendo ser dada atenção à introdução de vibrações na estrutura, devido ao facto destas vibrações poderem atingir a mesma frequência da frequência natural da estrutura e ocorrer o fenómeno da ressonância, podendo o mesmo levar em último grau ao colapso da estrutura.

Velocidades mais altas resultam no aumento das cargas, implicando maior complexidade na estrutura e conseqüentemente produzindo maiores efeitos dinâmicos. Os aspetos dinâmicos são de especial interesse e em muitos dos casos o fator principal no projeto estrutural. Em geral, para velocidades de tráfego superiores a 200 km/h todas as estruturas em pontes ferroviárias terão que ser sujeitas a análise dinâmica, devido à possibilidade de ocorrência de ressonância [2].

O comportamento das pontes ferroviárias sobre a ação de comboios de alta velocidade é um fenómeno complexo, devido à própria estrutura ser em si complexa, constituída por vários componentes estruturais com diferentes propriedades. Os parâmetros mais importantes para a análise dos efeitos dinâmicos estão relacionados com as características da estrutura; interação estrutura-veículo; número, velocidade e tipo de veículo, e o caminho percorrido pelos mesmos [3].

Este trabalho tem como objetivos, abordar os principais conceitos teóricos subjacentes à temática, descrever os procedimentos do Eurocódigo 1 – Parte 2 e o estudo da resposta dinâmica de uma estrutura ferroviária de alta velocidade real, de acordo com o referido código.

Este documento encontra-se dividido em cinco capítulos.

A descrição dos principais componentes de uma obra de arte para serviço de tráfego de alta velocidade, a via e a estrutura, é feita no Capítulo 2. Pretende-se também neste capítulo descrever as principais tipologias estruturais utilizadas em pontes ferroviárias de alta velocidade nos países acima destacados, devido à semelhança de desenvolvimento técnico/tecnológico de construção para connosco.

No Capítulo 3 é feita referência aos principais parâmetros intervenientes na ocorrência do fenómeno de ressonância.

A referência à necessidade da execução de análises estáticas e dinâmicas, bem como às metodologias utilizadas na análise dinâmica de pontes ferroviárias, é feita no Capítulo 4.

Capítulo 5, neste capítulo é feita a descrição dos aspetos regulamentares do Eurocódigo, referentes a análises de estruturas ferroviárias sujeitas a tráfego de alta velocidade.

A apresentação do caso de estudo é feita no Capítulo 6, onde se procede a uma descrição dos aspetos relativos à modelação do Viaduto em análise, apresentação e discussão dos resultados obtidos após a realização da análise dinâmica prevista.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões do autor deste trabalho.

2. TIPO DE ESTRUTURAS E VIAS PARA LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

2.1. INTRODUÇÃO

De acordo com a Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) à data de 01 de Novembro de 2013 encontravam-se a operar, em toda a Europa, 7378 km de linhas destinadas ao tráfego de comboios de alta velocidade aos quais se irão juntar 2565 km de linha em construção. Estando ainda planeados ou em fase de planeamento 8321 km de ferrovia que totalizarão em 2025 18264 km de ferrovia destinada ao tráfego ferroviário com velocidades de projeto entre 250 e 350 km/h. No seguinte mapa, figura 1, é possível observar a situação atual da rede europeia de alta velocidade e a sua perspetiva de crescimento feita pelo UIC até 2025 [4].



Fig. 1 – Mapa Europeu da Rede de Alta Velocidade [4]

Com início na década de 60, o avanço de novas tecnologias possibilitou o aparecimento de comboios capazes de atingir velocidades superiores a 300 km/h, sendo de esperar que estas sejam superadas num futuro próximo. Este aumento de

velocidades veio colocar novos desafios aos projetistas dado que as estruturas para este tipo de tráfego são sujeitas a solicitações de natureza dinâmica devidas à passagem dos comboios, que poderão colocar em risco a segurança da estrutura e do veículo que nela circula, assim como o nível do conforto dos passageiros. Estas especificidades inerentes ao tráfego de alta velocidade vieram originar o aparecimento de novos sistemas estruturais, o aperfeiçoamento e a otimização de sistemas já utilizados.

Espanha

Embora com início tardio em relação às suas congéneres do Norte da Europa, a Espanha viu a sua primeira linha de alta velocidade inaugurada em 1992, fazendo a ligação entre Madrid e Sevilha aquando da realização da EXPO 92, rapidamente evoluiu para se afirmar como a grande potência ao nível da alta velocidade ferroviária, contabilizando já 2515 km de linha em funcionamento após a inauguração em 2013 do troço que faz a ligação entre Alicante e Albacete. Acrescentam-se ainda os 1308 km que se encontram em construção com inauguração prevista em breve. Existem ainda projetos que tencionam adicionar a médio e longo prazo mais 1702 km de linha, ilustrados na figura 2, aos já existentes [4].



Fig. 2 - Mapa Espanhol Rede de Alta Velocidade [4]

França

A rede francesa de alta velocidade mostrou à Europa, no ano de 1981, a primeira linha de alta velocidade que fez a ligação entre as cidades de Paris e Lyon. Com a inauguração da linha LGV entre Rhin e Rhône (primeira fase), compreende neste momento 2036 km de linhas de alta velocidade. Estão atualmente em construção 757 km de via. De 2013 até 2025 está planeado um aumento da rede para um total de 2407 km de via [4], ilustrados na figura 3.



Fig. 3 - Mapa Francês Rede de Alta Velocidade [4]

Itália

A primeira linha de alta velocidade italiana foi inaugurada em 1992, fazendo a ligação entre as cidades de Roma e Florença embora uma primeira secção desta se encontrasse já a funcionar desde 1981. Com a abertura do último troço em 2009, entre Nápoles e Salerno, encontram-se em operação neste país 923 km de rede de alta velocidade. Em fase de planeamento e sem datas previstas, encontram-se ainda mais 395 km a adicionar aos já existentes [4], ilustrados na figura 4.



Fig. 4 - Mapa Italiano Rede de Alta Velocidade [4]

2.2. TIPOS DE VIAS

A infraestrutura ferroviária tem o intuito de possibilitar a circulação ferroviária de uma forma segura, confortável, no que se refere aos comboios de passageiros, e económica.

Para ir ao encontro das exigências requeridas, é preponderante que cada elemento cumpra a sua função, de modo a que o seu conjunto seja estável, resiliente, evitando quer desgaste dos elementos, quer deformações permanentes [5].

O tipo de via mais utilizado e mais antigo é a via balastrada, sendo ainda solução estrutural para novas linhas ferroviárias. Tem como vantagens uma construção rápida e de baixos custos, fácil correção da geometria da via, adaptabilidade às alterações de traçado e eventuais assentamentos da subestrutura, bem como operações de conservação da via simples, rápidas e a baixo custo.

A sua composição parece ter evoluído muito pouco em mais de duzentos anos, no entanto, a partir dos últimos quarenta anos tem vindo a ser discutida a eficiência da sua utilização por diversas razões. O aumento progressivo da carga transportada e da velocidade de circulação conduz a uma maior rapidez de degradação da via, causada pela contaminação do balastro com finos, pela instabilidade do balastro sob efeito das vibrações produzidas pela passagem dos veículos, pela reduzida resistência lateral da via e pelo fenómeno da projeção do balastro. Esta degradação leva, por sua vez, à necessidade de operações de conservação cada vez mais frequentes [5].

As soluções alternativas à via balastrada foram surgindo com o objetivo de reduzir os problemas existentes neste tipo de estrutura. A via não balastrada tem sido implementada em vários países, como a Alemanha e o Japão [6]. Outra alternativa é o tipo de apoio misto, esta solução tem tido grande implementação em vários países, sendo que em Itália é um dos métodos mais utilizados. Este tipo de solução consiste na utilização de uma camada de mistura betuminosa, em substituição de material granular, na camada de sub-balastro.

Em síntese, as soluções de via distinguem-se de seguinte modo:

- Via balastrada;
- Via não balastrada;
- Via de apoio misto.

Uma descrição mais detalhada dos diferentes tipos de via é apresentada de seguida.

2.2.1. VIA BALASTRADA

A estrutura da via balastrada divide-se em superestrutura e subestrutura. A superestrutura compreende os carris, os sistemas de ligação (fixações e palmilhas), as travessas e o balastro, tal como esquematizado na figura 5. Ao conjunto carril, sistema de ligação e travessas chama-se grelha.



Fig. 5 – Esquema Secção Transversal Via Balastrada [6]

Carril

O carril é o elemento mais importante da via-férrea, sendo constituído por aço. Tem a função de suportar e transmitir para as travessas as solicitações provocados pela passagem do material circulante ao mesmo tempo que o guiam e atuam como condutor do retorno da corrente elétrica de tração e da corrente dos sistemas de sinalização da linha [7].

O carril Vignole é o mais utilizado atualmente e está instalado na maioria das redes ferroviárias europeias.

Travessas

São os elementos colocados entre os carris e a camada de balastro. Distribuem as cargas provenientes dos carris para a camada de balastro, garantem o suporte do sistema de fixação, impedem os movimentos verticais, laterais e longitudinais dos carris e mantêm o correto alinhamento dos carris e a dimensão da bitola [8].

Fixações

São o conjunto dos elementos de ligação entre o carril e as travessas. A escolha do sistema de fixação é feita em função do tipo de travessa.

Este elemento tem como principais funções transmitir as forças aplicadas sobre os carris às travessas e garantir que a bitola da via e a inclinação se mantenham dentro dos valores exigidos [7].

Para as travessas de madeira são utilizadas fixações rígidas, como tirafundos ou pregos, como mostra a figura 6. Nas travessas de madeira, colocam-se chapins metálicos, entre estas e os carris, de modo a proteger a madeira contra o desgaste mecânico.

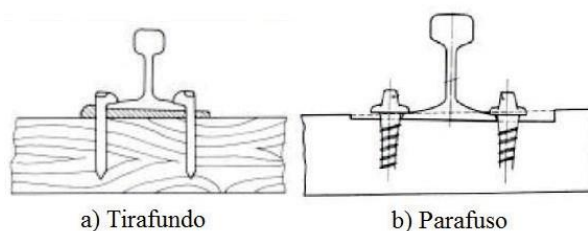


Fig. 6 – Fixações, adaptado de [9]

No que diz respeito a fixações elásticas, estas são utilizadas com as travessas de betão. Existem vários tipos de fixações elásticas disponíveis no mercado, tais como, sistema *Pandrol Fastclip*, o sistema *Nabla*, e o sistema *Vossloh*, respetivamente representados nas figuras 7,8 e 9.



Fig. 7 - Pandrol Fastclip [10]

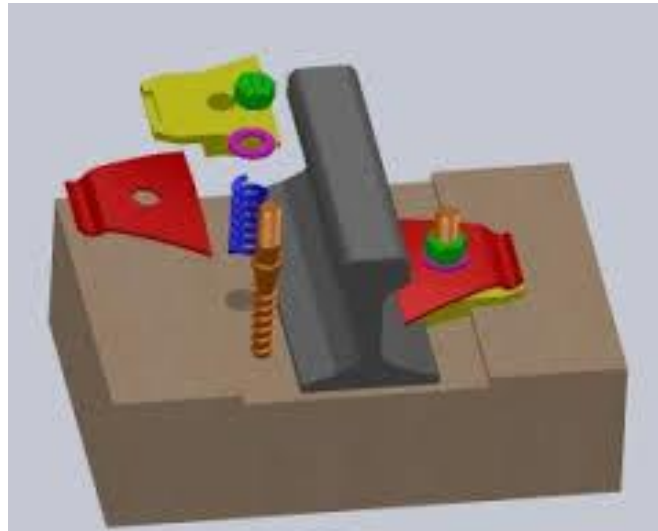


Fig. 8 – Nabla [11]



Fig. 9 – Vossloh [12]

Palmilhas

As palmilhas, figura 10, são elementos elásticos colocados entre o carril e a travessa e apresentam as seguintes funcionalidades:

- Reduzir o atrito entre o carril e a travessa;
- Promover o apoio adequado do carril;
- Promover o isolamento elétrico dos circuitos da via;

- Amortecer as vibrações provocadas pelas rodas;
- Proteger as travessas de desgaste e danos por impacto.



Fig. 10 – Palmilhas [13]

Camada de Balastro

Este componente tem um papel determinante na estabilidade da via quer na direção vertical como na direção horizontal. A estabilidade é assegurada pelo atrito entre as partículas de balastro e as superfícies de contacto das travessas.

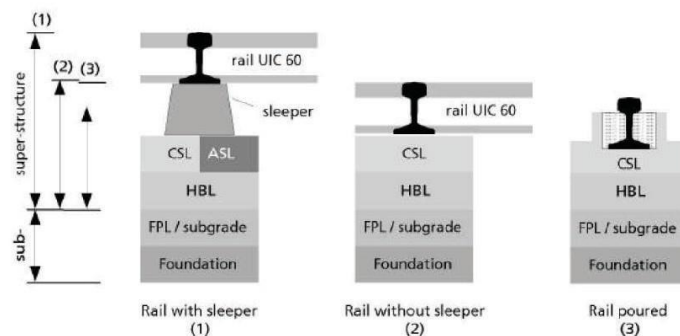
A camada de balastro tem como principais funções [5]:

- Suportar os elementos constituintes da superestrutura, mantendo-os nas suas respetivas posições;
- Promover uma distribuição homogénea das cargas que são transmitidas pelas travessas às camadas subjacentes;
- Permitir o escoamento das águas pluviais e garantir a proteção contra os efeitos do ciclo de gelo/degelo;
- Garantir a elasticidade da via com o objetivo de amortecer as solicitações dinâmicas provocadas pela passagem dos comboios;
- Permitir, através das operações de manutenção e conservação, a correção da geometria da via;
- Garantir a estabilidade horizontal e vertical da via.

O comportamento da camada de balastro é condicionado essencialmente pelas suas características mecânicas (resistência e deformabilidade) e hidráulicas (permeabilidade), as quais devem, tanto quanto possível, manter-se no tempo. Essas características dependem, entre outros fatores, da espessura e da compacidade da camada e das características das partículas (forma, dureza, dimensões, etc.).

2.2.2. VIA NÃO BALASTRADA

Na via não balastrada, a camada de balastro da via é substituída por uma camada de laje de betão armado ou por uma camada de mistura betuminosa. Quando é aplicada esta última solução, consiste na aplicação de travessas de betão armado, apoiadas diretamente sobre uma camada betuminosa, que substitui o balastro. As soluções em betão armado consistem na aplicação de carris apoiados em travessas assentes ou embebidas numa laje de betão armado, sendo, tipicamente, denominadas por via em laje, figura 11.



CSL - laje de betão (*Concrete Supportive Layer*); ASL - camada de mistura betuminosa (*Asphalt Supportive Layer*); HBL - agregados tratados com ligante hidráulico (*Hydraulically-Bonded Layer*); FPL - Camada de protecção contra o gelo (*Frost protection layer*); subgrade - leito de via.

Fig. 11 – Soluções de Via Não Balastrada [6]

A via em laje apresenta um vasto leque de concepções estruturais. Esta variedade resulta das diversas possibilidades de disposição e integração dos elementos face às condicionantes da via. A título de exemplo, na figura 12, são apresentados seis tipos diferentes de concepção de via [6].

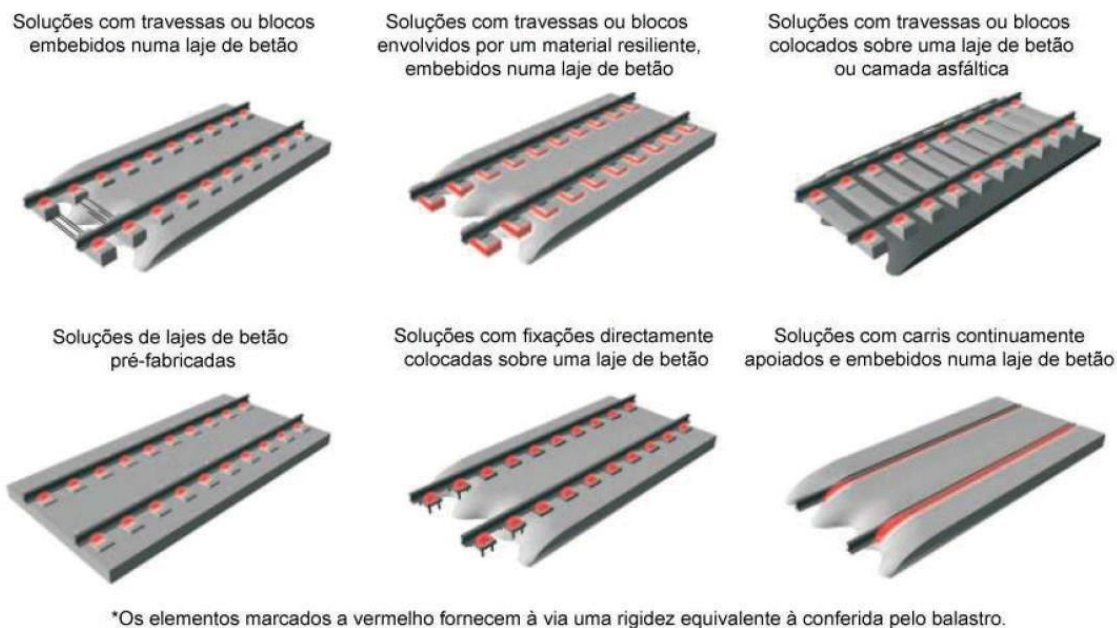


Fig. 12 – Conceções Via Não Balastrada [6]

Em comparação com a via balastrada, a via não balastrada é definida com três novas camadas [6]:

- Camada superior em laje de betão armado (CSL) ou de mistura betuminosa (ASL) – tem como função receber o armamento de via e distribuir as cargas transmitidas pelo veículo para as camadas inferiores. A laje em betão armado, deve apresentar um padrão de fendilhação controlado e assegurar resistência à ação do gelo e degelo. Sendo a sua composição em mistura betuminosa, deverão ser tidos em conta critérios semelhantes às das rodovias, mas com grau de exigência superior;
- Camada de agregados tratados com ligante hidráulico (HBL) esta camada situa-se entre a CLS (ou ASL) e as camadas inferiores granulares, degradando as cargas para as camadas inferiores. É constituída por material inerte de granulometria bem determinada, tratado com um ligante hidráulico. Em túneis, pontes ou soluções mais económicas de via é usual a supressão desta camada, desde que se proceda ao aumento da espessura da laje superior de betão, ou sejam implementadas medidas de melhoria das camadas situadas imediatamente abaixo;

- Camada de material granular, com propriedades semelhantes ao sub-balastro (FPL): suporta a camada tratada com ligante hidráulico e distribui os esforços para as camadas da fundação. Deve apresentar uma certa resistência ao gelo e degelo, nas circunstâncias em que isso for relevante, assim como fornecer boas condições de drenagem à via.

Esta solução permite uma redução nos custos de manutenção e um aumento da estabilidade da via, conduzindo a uma maior segurança para circulação dos veículos a velocidades cada vez mais elevadas. No entanto, esta solução requer um elevado rigor geométrico na fase de construção, sendo que ao nível da plataforma de fundação, o exigível é que esta apresente deformações reduzidas a fim de minimizar os assentamentos ao longo da vida da obra.

Devido a estas exigências, estes tipos de via apresentam custos de construção muito elevados, pelo que a sua execução tem sido efetuada especificamente em obras de maior relevância, tais como, em túneis, pontes, viadutos e estações de linhas de alta velocidade, por forma a garantir nestas situações, uma maior durabilidade dos elementos da via, sem a necessidade de intervenções de manutenção.

Hoje em dia já se dispõe de várias soluções de via não balastrada com elevados índices de qualidade, graças aos trabalhos desenvolvidos nas últimas décadas. A maioria destas soluções apresenta períodos de via útil de 60 anos, praticamente sem a necessidade de operações de conservação.

2.2.3. VIA DE APOIO MISTO

Este tipo de via consiste na aplicação de diferentes tipos de materiais, como ligantes hidráulicos ou misturas betuminosas, com o objetivo de corrigir alguns dos problemas apontados para a via balastrada. Neste tipo de via distinguem-se diferentes soluções, sendo a mais comum a substituição do material da camada de sub-balastro por uma mistura betuminosa.

As principais vantagens da utilização de materiais betuminosos em substituição dos materiais granulares na camada de sub-balastro são [6]:

- Contribuir para um melhor desempenho estrutural da via;
- Maior proteção da plataforma e redução das tensões transmitidas, como resultado da capacidade de deformabilidade, resultante das suas características viscoelásticas;
- Capacidade de distribuição de esforços deste material;
- Permite manter os valores dos teores em água próximos dos valores ótimos, evitando variações que levam à redução da sua capacidade de suporte;

- Proporciona uma maior uniformidade da rigidez vertical da via, reduzindo os problemas relacionados com os efeitos dinâmicos, contribuindo para uma deterioração mais lenta da via e para uma maior qualidade geométrica;
- Possibilita a execução das operações de alinhamento e ataque da via com o mesmo equipamento convencional de conservação da via, uma vez que a camada betuminosa é colocada sob o balastro;
- Maior proteção do balastro, reduzindo a possibilidade de contaminação dos finos e por outro lado, a camada betuminosa é protegida pelo balastro face às variações de temperatura e raios solares, retardando o seu envelhecimento;
- Constitui uma camada praticamente impermeável, contribuindo para uma melhor drenagem de água;
- Em obra, possibilita uma menor quantidade de agregados a transportar e uma redução das cargas transmitidas aos aterros, dada a menor espessura desta camada, assim como permite maiores rendimentos de trabalho, uma vez que proporciona uma superfície de circulação, pouco tempo após a colocação;
- Permite uma diminuição das vibrações e ruídos.

As vias de apoio misto apresentam maiores custos de construção, em comparação com a via balastrada, para além de que os processos de renovação são de elevada complexidade, em particular sobre a camada de sub-balastro.

Uma vez que a camada betuminosa é colocada sob a camada de balastro, torna-se difícil a sua inspeção, impossibilitando a deteção de anomalias e de intervir antes de se atingir estados de degradação elevados.

Comparando com as soluções expostas anteriormente, este tipo de via surge como uma solução intermédia, no que se refere ao desenvolvimento tecnológico da via, em termos de custos. Os custos de construção das soluções de via de apoio misto são ligeiramente superiores aos da via mais comum, mas inferiores aos da via não balastrada. Relativamente aos custos de conservação, a via de apoio misto apenas se apresenta bastante vantajosa sobre a via balastrada [6].

2.3. TIPOS DE ESTRUTURA

Com a crescente expansão das vias férreas a nível europeu e com a necessidade de superar obstáculos naturais, rios e vales, quer obstáculos criados pela humanidade como o caso das vias de comunicação, fazem com que as técnicas e procedimentos se desenvolvam de modo a que se ultrapassem essas dificuldades.

São muitos os fatores que influenciam o tipo de estrutura a adotar, desde o local da implementação da mesma, imposições ambientais, processo construtivo e prazo de execução da obra, sendo que o tipo adotado no final será dependente das condicionantes anteriormente descritas e pela influência do tipo de tráfego que circula sobre a estrutura.

O projeto de uma obra de arte sob ação de tráfego ferroviário de alta velocidade deverá ter em conta as condicionantes inerentes à alta velocidade donde se salientam os fenômenos de ressonância, a influência das massas, do amortecimento, da rigidez, a interação entre o veículo e a estrutura, a fadiga da estrutura, a estabilidade da via e o conforto e a segurança dos passageiros. Estes condicionam a escolha do sistema estrutural de ponte a adotar. A solicitação da estrutura relativa à natureza dinâmica e à intensidade das cargas móveis introduzidas pela passagem do tráfego de alta velocidade, é muito diferente das solicitações provocadas pelo tráfego rodoviário, pelo que será necessária uma análise diferente do efetuado para estruturas rodoviárias.

É a combinação de todos estes fatores que determinará o tipo estrutural final que mais se adequa para a situação em causa, sendo assim difícil de tipificar modelos de estruturas, embora em cada País se possa utilizar mais um tipo de estrutura, devido à semelhança entre fatores desta equação de equilíbrio dado que normalmente as condições se assemelham ao longo do desenvolvimento da via para um mesmo país.

2.3.1. ESPANHA

Até ao ano de 2003 o betão foi o grande líder em termos de material utilizado em todas as construções para as linhas de alta velocidade espanholas, ano em que foi terminado o primeiro viaduto que adotou uma solução mista aço-betão aproveitando o sucesso e a evolução deste tipo de construção na vizinha França.

Em seguida são apresentados alguns exemplos de modelos de estruturas utilizados em Espanha:

a) Ponte sobre o rio Ebro

Esta travessia constituiu um conceito completamente novo onde se aplicou no betão pré-esforçado o conceito do funcionamento das estruturas metálicas. A ponte tem uma secção de betão em caixão, pré-esforçado longitudinal e transversalmente, e o vão principal com 120 m de comprimento. Nas paredes laterais da caixa, a cada 6 m, inscrevem-se aberturas de forma circular com 3.8 m de diâmetro. Mecanicamente a estrutura assemelha-se a uma treliça de "Vierendeel" [14], figuras 13 e 14.



Fig. 13 – Ponte sobre o Rio Ebro [15]



Fig. 14 – “Esqueleto” da Ponte sobre o Rio Ebro [15]

b) O viaduto Arroyo de las Piedras

Foi a primeira aplicação, em linhas de alta velocidade para tráfego ferroviário de um tabuleiro misto contínuo em aço e betão. Até essa data, as soluções mistas não haviam sido encaradas como uma opção viável na construção deste tipo de estruturas. O viaduto tem 1220 metros de comprimento, divididos por vinte vãos com 65.5 m e

encontra-se assente em pilares que chegam a atingir os 92 m de altura tornando-o no viaduto mais elevado da rede Espanhola [16], figura 15.



Fig. 15 - Viaduto Arroyo de las Piedras [17]

c) O viaduto Sant Boi

Este viaduto tem um comprimento de 574 m, tem 17.2 m de largura, com duas vias balastradas. A laje é compósita em aço e betão, constituída por várias vigas "I" [18].

O projeto foi condicionado pela presença da rodovia, nomeadamente na localização dos pilares e no método de construção, figura 16 e 17.



Fig. 16 - Viaduto Sant Boi [15]



Fig. 17 – Viaduto Sant Boi [15]

2.3.2. FRANÇA

Em França, 80% das pontes e viadutos de médio vão para linhas de alta velocidade apresentam uma solução estrutural do tipo mista aço-betão. Esta tendência teve o seu início no princípio dos anos 90, onde até então as soluções em betão armado pré-esforçado haviam excluído por completo a utilização de elementos metálicos na construção deste tipo de estruturas [19].

Em seguida são apresentados alguns exemplos de modelos de estruturas utilizados em França:

a) O duplo arco "bowstring" de La Garde Adhémar

Esta ponte sobre um canal, teve que ter em consideração as condições de navegabilidade do local, dando origem a uma particular estrutural que conjuga dois arcos do tipo "bowstring" com 115 m de vão e tramos de aproximação à ponte com 45 m de comprimento [19], figura 18.



Fig. 18 – Ponte La Garde Adhémar [20]

b) O duplo arco "bowstring" de Mornas

A solução adotada para a ponte de Mornas, é uma variação do arco "bowstring" consistindo basicamente na sobreposição de dois arcos, onde o superior serve de suporte ao inferior e este posteriormente serve de suporte ao tabuleiro do tipo "twin girder composite deck". O vão desta ponte é de 121m [19], figura 19.



Fig. 19 – Ponte de Mornas [15]

c) O arco "bowstring" sobre a portagem da auto-estrada A7 em Avignon

Trata-se de mais uma solução clássica do tipo "bowstring". No entanto, o viaduto sobre a portagem da autoestrada A7 em Avignon, possui o vão mais longo de todas as linhas de alta velocidade em França, tendo sido a estrutura completamente montada no encontro norte e posteriormente rodada para a posição final [19], figura 20.



Fig. 20 – Viaduto Avignon [19]

2.3.3. ITÁLIA

Em Itália o uso das soluções de betão pré-esforçado com vãos simplesmente apoiados é o mais corrente, ao ponto que 90% das pontes e viadutos são desta forma projetados. Isto deve-se ao fato de este sistema estrutural garantir o melhor desempenho quando combinado com o uso de carris contínuos, de modo a garantir o conforto dos passageiros e minimizar os custos de manutenção [21].

Em seguida são apresentados alguns exemplos de modelos de estruturas utilizados em Itália:

a) Viaduto de Piacenza

Este viaduto representa 7.3% de toda a extensão de viadutos, da extensão total de 5.1 km, e consiste numa única peça de secção oca com duas células. Foram necessárias 150 peças inteiramente pré-fabricadas com 33.1 m de comprimento para completar toda a extensão do viaduto [21], figura 21.



Fig. 21 – Viaduto de Piacenza [21]

b) O viaduto de Modena

Consiste em dois tabuleiros independentes com secção "U" e vãos com 31.5 m de comprimento e 18.4 m de largura para as duas vias. Esta solução tem a vantagem que

as barreiras acústicas já se encontram incorporadas na secção criando assim uma solução esteticamente mais ligeira [21], figuras 22 e 23.



Fig.22 – Secção do Tabuleiro do Viaduto de Modena [22]



Fig. 23 – Viaduto de Modena [22]

c) A ponte sobre o rio Po

Esta ponte de tirantes tem um vão central de 192 m e vãos de aproximação com 104 m. O tabuleiro construído no local por avanços sucessivos, é composto por uma viga caixão contínua de 3 células, com 4.50 m de altura no vão central e decresce para 3.70 m durante os vãos laterais para se juntar aos viadutos de aproximação à ponte,

estes são constituídos por 4 vigas em "I" pré-esforçadas com laje betonada "in situ". As torres de sustentação do tabuleiro atingem uma altura superior a 71 m a contar da superfície da água [23], figura 24.



Fig. 24 – Ponte sobre o Rio Po [15]

3. TEORIA DA ANÁLISE DINÂMICA

3.1. ESTADO DA ARTE

Os primeiros estudos sobre esta matéria decorreram em Inglaterra na sequência de uma serie de colapsos de pontes ocorridos em 1847, foi estabelecida uma comissão com o objetivo de estudar o tema das amplificações dinâmicas em pontes.

O modelo de carga móvel ou força pulsante foi utilizado pela primeira vez por Timoshenko, em 1922, para a solução analítica de uma carga pontual em movimento sobre uma viga simplesmente apoiada.

De modo a ter em consideração o efeito inercial do veículo, Jeffcott, em 1929, estudou um modelo de massa móvel, mas este modelo de massa móvel não contabiliza o efeito de salto da carga, quer por irregularidades nos carris, quer pela prática de maiores velocidades. Em 1964, foi sugerida, por Biggs, a adoção do modelo de Kelvin-Voigt de modo a representar o comportamento do sistema de suspensões.

Com base no trabalho destes e de outros investigadores, foram adotados pelas diferentes entidades, coeficientes de amplificação dinâmica para utilizar no dimensionamento de pontes ferroviárias. Estes coeficientes apresentavam à data uma tendência comum para a diminuição com o aumento do vão da ponte [38].

Em termos matemáticos, Fryba [24] sintetizou na sua obra um conjunto de soluções analíticas para as anteriores modelações de veículos.

Mais recentemente, com o desenvolvimento dos programas de cálculo, assistiu-se a um aumento dos graus de liberdade para a recriação cuidada das características dinâmicas de cada carruagem, acabando numa representação tridimensional do modelo de interação veículo-estrutura. Wu et al. [25] representaram a carruagem como um corpo rígido assente sobre um bogie dianteiro e um traseiro, cada um destes apoiados por dois eixos de rodas: comboio convencional.

Com o avanço da tecnologia, é previsível o aumento da velocidade média de circulação dos comboios. Através de análises efetuadas a muito alta velocidade chegou-se à conclusão que os critérios de conforto dos passageiros se sobrepõem aos de resistência mecânica da estrutura, o que futuramente levará à adoção destes modelos de interação veículo-estrutura para a verificação de segurança. O EN 1990 A2 [2] contém um capítulo dedicado a este problema.

De modo a simplificar e uniformizar os cálculos no dimensionamento das pontes ferroviárias, a UIC procurou cobrir através de um único modelo de cargas, o modelo UIC71 (ou LM71), os efeitos dos diversos comboios.

O modelo de cargas LM71 foi determinado inicialmente por forma a cobrir os efeitos estáticos. Foi de seguida determinado um coeficiente dinâmico que afeta os efeitos estáticos devidos ao modelo LM71, por forma a ser envolvente dos efeitos totais produzidos pelo conjunto dos comboios reais.

De modo a simplificar os cálculos, foi tomado como o mais desfavorável dos valores para a gama de velocidades e de frequências das pontes, passando por isso a depender apenas do comprimento de deformabilidade.

No entanto, a envolvente do Eurocódigo mostrou-se deficiente relativamente a dois aspetos:

- Não permitia identificar o comboio real condicionante para um qualquer ponto da envolvente;
- Ser apenas aplicável a pontes simplesmente apoiadas, não contemplando as estruturas contínuas.

Assim, procurou-se desenvolver um modelo que atendesse às insuficiências descritas e se aproximasse da envolvente do Eurocódigo. O modelo encontrado, designado por HSLM-A, deverá ser utilizado na determinação dos efeitos dinâmicos para todo o tipo de pontes, à exceção das pontes simplesmente apoiadas com vão inferior a 7 m, para as quais foi também encontrado um modelo específico, o HSLM-B.

Em ERRI D214/RP9 [26] salienta-se que a definição de um modelo de cargas que seja envolvente dos efeitos estáticos de um determinado conjunto de comboios é uma tarefa bastante mais simples quando comparada com a definição de um modelo de cargas capaz de atender aos efeitos dinâmicos, incluindo os de ressonância.

Este facto tem a ver com a grande diversidade de parâmetros, quer da ponte, quer dos comboios, capazes de afetar a resposta dinâmica, contrariamente ao que sucede numa análise estática.

Torna-se cada vez mais complicado definir metodologias gerais de dimensionamento. Assim, é cada vez maior a tendência para a realização de análises dinâmicas específicas para cada estrutura particular.

A expressão para o cálculo da parcela de amplificação dinâmica devido às irregularidades adaptada pela EN1991-2 foi alvo de estudos por parte da comissão D214 do ERRI, visando averiguar a sua validade face aos novos pressupostos, nomeadamente aos maiores comprimentos dos comboios de alta velocidade, ao amortecimento inferior das modernas estruturas e à possibilidade de ocorrência de fenómenos de ressonância, foram estudadas diversas pontes para a passagem do comboio ICE2.

Em ERRI D214/RP9 [26] é ainda referida a necessidade de se avaliar a importância do dano para as situações em que ocorrem ressonâncias da estrutura, em virtude do aumento da amplitude e do número de ciclos de tensão a que a estrutura é submetida.

No mesmo trabalho é dado destaque à utilização de métodos simplificados como o método da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER) e o método da Linha de Influência Residual (LIR) para a obtenção da resposta dinâmica de pontes com comportamento de viga simplesmente apoiada, para a passagem de comboios de alta velocidade deslocando-se a velocidades superiores a 200 km/h.

Em Portugal, R. Delgado, R. Cruz, R. Calçada foram os pioneiros a abordar a temática da dinâmica de pontes para alta velocidade. Calçada e Delgado [38] escreveram os primeiros artigos sobre o comportamento dinâmico de pontes sob influência de tráfego ferroviário de alta velocidade. A Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto a par do Instituto Superior Técnico e da Universidade Nova de Lisboa, são detentoras de diversas teses e artigos de autoria nacional abordando as ferrovias de alta velocidade.

3.2. CARACTERÍSTICAS DO PROBLEMA DINÂMICO

As considerações a ter em conta na análise dinâmica são em geral mais complexas do que aquelas a ter em consideração para a parte estática devido à variação em ordem ao tempo, assim como na resposta da estrutura à carga dinâmica que varia igualmente em ordem ao tempo. Tal resulta em que um problema dinâmico não tenha apenas uma solução como acontece nos problemas estáticos.

A ação dinâmica implica uma adição de inércia e amortecimento na força de resistência elástica.

Se uma carga dinâmica for aplicada na estrutura, a resposta resultante não depende apenas da carga mas igualmente das forças de inércia, ou seja, a resposta interna da estrutura deverá equilibrar-se não só com as forças aplicadas externamente mas também com as forças de inércia resultantes com a aceleração da estrutura.

Se as forças de inércia representarem uma pequena parte da carga total, a análise da resposta da estrutura poderá ser considerada estática, mas se corresponderem a uma parte significativa da carga total a análise dinâmica terá que ser efetuada.

3.3. RESSONÂNCIA DA ESTRUTURA

A aplicação da análise dinâmica de estruturas é necessária sempre que exista a possibilidade de aparecimento de ressonância.

A ressonância é um fenômeno complexo e de elevada importância que poderá ocorrer devido a vários fatores, sendo o mais comum a alta velocidade, podendo igualmente ocorrer devido a altas acelerações e grandes irregularidades da via, podendo causar danos na estrutura.

No caso da alta velocidade este efeito terá que ser tido sempre em conta, aquando da execução do projeto. No entanto para velocidades inferiores a 200km/h, o mesmo não será tido em conta dado que é improvável a ocorrência de ressonância [26].

Os efeitos da carga dinâmica máxima ocorrem nos picos de ressonância, que surge quando a frequência de excitação do carregamento, ou múltiplo da mesma, coincide com a frequência natural da estrutura. A ressonância está, desta forma, relacionada com o comprimento de onda de excitação, $\lambda = v/f_0$, onde f_0 é a frequência natural da estrutura e v a velocidade do comboio.

À medida a que a velocidade do comboio aumenta, aquando da passagem sobre a estrutura, a sua frequência de excitação irá aproximar-se da frequência natural da estrutura, modo de vibração, conduzindo a um aumento rápido da resposta dinâmica da estrutura [26].

A ressonância depende do número de cargas espaçadas regularmente, do amortecimento da estrutura e da natureza da carga. Os picos de ressonância estão diretamente relacionados com o amortecimento da estrutura, um baixo amortecimento implicaria picos elevados de ressonância, podendo comprometer a integridade da estrutura.

3.4. FATOR DINÂMICO

A resposta dinâmica é normalmente apresentada em fatores de amplificação dinâmica. Estes fatores sugerem quantas vezes a resposta estática terá que ser aumentada de modo a terem em conta o efeito dinâmico das cargas.

Normalmente as análises dinâmicas resultam num agravamento da resposta da estrutura quando comparadas com as análises estáticas.

O intuito da aplicação destes fatores tem como base a simplificação do estudo dinâmico. Frequentemente o fator de amplificação dinâmica é definido como a relação entre a resposta dinâmica absoluta e a resposta máxima estática absoluta.

$$\text{Factor de amplificação dinâmica} = \frac{\text{respostadinâmicaabsoluta}}{\text{respostamáximaestáticaabsoluta}}$$

Anteriormente, em projetos de estruturas os efeitos dinâmicos eram apenas tidos em conta utilizando o fator de amplificação dinâmica regulamentar.

A utilização de fator dinâmico é um método muito simples, podendo ser até grosseiro, mas na generalidade garante a segurança das estruturas em estudo.

Devido à sua simplicidade, estas expressões não caracterizam o efeito de todos os parâmetros que influenciam a resposta dinâmica. Na realidade para todos os parâmetros serem tidos em conta terá que ser feita uma análise paramétrica, que permita variar estes parâmetros para determinar a ressonância e outros aspetos de vibração.

3.5. AMORTECIMENTO

Na análise dinâmica, o amortecimento estrutural é um parâmetro chave, as suas propriedades são importantes nesta análise mas muitas vezes não são bem conhecidas.

O amortecimento é uma propriedade do material de construção e das estruturas que geralmente reduz a resposta dinâmica, sendo influenciado pelo estado da estrutura e seus componentes.

No caso da existência de ressonância, o amortecimento tem uma ação preponderante. A magnitude do amortecimento depende igualmente da amplitude das vibrações da ponte, sendo este o responsável pelo retorno ao seu estado de equilíbrio da estrutura após a passagem do comboio.

Prever o valor exato do amortecimento da estrutura em estruturas novas é impossível, sendo geralmente adotados valores tabelados de amortecimento que indicam os limites inferiores de percentagem dos valores críticos de amortecimento, sendo estes valores baseados em medições efetuadas anteriormente. Para estruturas já existentes é possível deduzir o valor de amortecimento a partir do decremento logarítmico de valores obtidos através do modo livre de vibração.

O amortecimento é um fenómeno complexo, dado que parte da energia é perdida através das deformações plásticas dos materiais ou transformada em outros tipos de energia aquando da vibração da estrutura.

Existem dois tipos de amortecimento, interno e externo, sendo que o amortecimento interno tem como fonte a fricção visco elástica interna dos materiais, fissuras e propriedades não homogéneas (heterogénias) dos materiais. O amortecimento externo tem como origem a fricção entre estruturas de suporte e aparelhos de apoio, fricção entre a via e o balastro e propriedades visco elásticas do solo junto aos pilares e encontros.

4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE

Os efeitos dinâmicos, em pontes ferroviárias, são um tema da maior importância, com impacto direto na segurança das estruturas e conforto dos passageiros. A consideração dos efeitos dinâmicos ganhou maior relevo no dimensionamento de pontes, especialmente em pontes integradas em linhas ferroviárias de alta velocidade, onde esses efeitos podem ter uma maior relevância.

O presente Capítulo apresenta um conjunto de metodologias de análise para a contabilização dos efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias. Esse olhar passa pelas várias metodologias de análise dinâmica, bem como a metodologia de análise estática, mais corrente em vias ferroviárias de tráfego convencional.

A contabilização de forma direta de todas as variáveis num modelo para a simulação dos efeitos dinâmicos é extremamente complexa, pelo que a maioria das metodologias de análise assume simplificações. Outras simplesmente desprezam a existência de algumas destas características do problema, sendo a sua aplicação bastante mais limitada.

O problema dinâmico pode ser resolvido por dois métodos distintos. O primeiro tem como base a realização de análises estáticas com a vantagem de se poder evitar níveis de complexidade indesejados. Neste caso, os efeitos dinâmicos são incluídos de forma abrangente, e em princípio de forma conservadora, em coeficientes dinâmicos. O segundo caso envolve a contabilização mais direta destes efeitos através de análises dinâmicas cuja dificuldade é claramente superior.

4.1. ANÁLISE ESTÁTICA

De modo a tornar uma ação dinâmica numa ação estática foram criados modelos de carga, representativos dos veículos, podendo ser constituídos por cargas pontuais ou distribuídas de modo a recriar os efeitos do tráfego.

É neste caso necessário obter a disposição dos veículos nas posições mais desfavoráveis da estrutura de modo a obter os esforços máximos referentes a esse carregamento.

Esta análise recorre à amplificação dos valores dos esforços estáticos de modo a serem considerados simulados os efeitos dinâmicos, esta amplificação é feita através da utilização de coeficientes de amplificação dinâmica (ϕ), tendo nos anos 70, após

estudos efetuados, a Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) propôs a utilização da amplificação da forma.

$$(1+\varphi) \quad (1)$$

No entanto os estudos efetuados não haviam tido em conta a ocorrência do fenómeno da ressonância o qual poderá surgir para velocidades superiores a 200 km/h, levando a que a fórmula em questão não poderá ser utilizada nesses casos.

Verificou-se que a estas velocidades de utilização ocorriam grandes acelerações ao nível do tabuleiro, colocando em risco o contacto entre o veículo e a linha. É nestes casos necessário proceder a uma análise dinâmica.

4.2. ANÁLISE DINÂMICA

Existem vários métodos de análise dinâmica, desenvolvidos ao longo de muitos anos, variando os mesmos na sua complexidade de acordo com as especificações do projeto.

Podemos agrupar as metodologias do seguinte modo:

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

Poderão ser utilizadas inicialmente análises simplificadas, de modo a identificar zonas de problemas de ressonância, e em seguida metodologias mais complexas para análise local.

4.2.1. METODOLOGIA SIMPLIFICADA

Recorrendo a esta análise é possível obter uma envolvente de resultados com base em séries harmónicas, evitando assim o recurso a metodologias analíticas ou numéricas mais complexas.

A D214 do ERRI [26] apresenta dois métodos simplificados que permitem a avaliação dinâmica de pontes submetidas a comboios de alta velocidade.

São apresentados dois métodos simplificados, DER (Decomposição da Excitação em Ressonância) e LIR (Linha Influência Residual).

DER

Este método é utilizado para a análise de resposta de vigas simplesmente apoiadas devido ao efeito de ressonância. Este método tem como base a redução do sistema a um grau de liberdade e a decomposição da resposta dinâmica do tabuleiro numa série de Fourier. Tendo como vantagem a identificação clara e concisa dos efeitos dinâmicos correspondentes a cada tipo de comboio.

LIR

Este método é semelhante ao método DER utilizando linhas de influência dinâmicas para a formulação da solução. Este método consiste na análise da resposta de cada carga individualmente ao passar na viga simplesmente apoiada, sendo a resposta global da estrutura determinada através da sobreposição de efeitos. Este método foi desenvolvido pela SNCF - Société Nationale des Chemins de fer Français.

4.2.2. METODOLOGIA ANALÍTICA

A metodologia analítica caracteriza-se pela complexidade na definição dos parâmetros que influenciam a resposta dinâmica, aumentando assim a dificuldade de desenvolver os referidos modelos. Esta metodologia apresenta como vantagem a possibilidade de identificação da influência de cada parâmetro na resposta dinâmica da estrutura de uma forma simples.

Fryba e Smith desenvolveram soluções analíticas para o problema de uma carga móvel sobre uma viga simplesmente apoiada. Estas soluções podem também ser usadas para prever o efeito de várias cargas móveis com espaçamento constante. Para o caso de espaçamentos variáveis, este método, já considera bastantes simplificações conservativas [24].

No entanto, esta metodologia apresenta falhas na representação do espaçamento dos eixos do comboio através de várias massas móveis.

Abordagens mais complexas, como o sistema de interação ponte-comboio, são demasiado penosas de formular através de métodos analíticos pelo que para este tipo de problemas são utilizadas outras metodologias.

4.2.3. METODOLOGIA NUMÉRICA

Esta metodologia é uma das mais utilizadas na análise dinâmica, recorrendo a programas de cálculo automático, com os quais é permitida a modelação do problema em análise de acordo com a sua complexidade.

O método dos elementos finitos é um exemplo de uma metodologia numérica utilizado na análise de estruturas, no entanto há que referir uma importante desvantagem inerente a estas metodologias, dado que se aborda o problema de forma mais complexa, o tempo despendido para se efetuar a análise é em geral superior.

Este método numérico caracteriza-se pela dificuldade de identificação do problema, isto é, na dificuldade de associar o efeito obtido na análise ao parâmetro que o causa.

Modelos mais complexos utilizados em metodologias numéricas envolvem a modelação do próprio comboio, de modo a ser possível analisar problemas de interação veículo/estrutura.

Têm sido utilizados diversos tipos de representação do comboio, variando estes na massa e nos graus de liberdade atribuídos ao comboio, poderão também ser identificados tipos de suspensões primárias e secundárias através de constantes de rigidez e amortecimento. Ao se considerar a interação comboio-estrutura obtém-se não só a resposta da estrutura mas também do próprio comboio, permitindo assim avaliar conforto e riscos de segurança/ descarrilamento.

Um dos modelos mais utilizados nesta metodologia é o problema de cargas móveis com espaçamento, simulando os eixos dos comboios, onde se considera a massa do comboio mas é simplificada a complexidade da sua estrutura.

Adicionalmente são também caracterizadas as suspensões primárias e secundárias, ligando os eixos ao “bogie” e os “bogies à carruagem, respetivamente, através das constantes de rigidez e amortecimento.

Os modelos de interação ponte-comboio permitem obter a resposta da ponte e a resposta do comboio, podendo assim ser efetuada uma análise das acelerações na carruagem para avaliar o conforto, bem como os riscos de descarrilamento ou as forças de contacto carril/roda.

Para uma análise por elementos finitos, são geralmente utilizados dois métodos de resolução das equações de equilíbrio dinâmico: o método de integração direta e o método de sobreposição modal.

Método de sobreposição modal

O método de sobreposição modal envolve a combinação da resposta dos vários modos de vibração da estrutura para a resposta total. Procura-se a resolução das equações de equilíbrio dinâmico com base num número de modos de vibração que é, normalmente, inferior ao número de modos de vibração da estrutura, obtendo-se uma resposta satisfatoriamente precisa.

Método de integração direta

Integração direta trata-se de um modelo que recorre a um procedimento incremental de integração passo a passo, de modo a obter a história da resposta no tempo em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações. Relativamente à matriz de amortecimento, é comum, na integração direta recorrer-se ao amortecimento de Rayleigh.

Neste método, a equação de equilíbrio é satisfeita em pontos discretos, desfasados do passo de integração, dentro do intervalo de tempo da solução.

4.2.4. METODOLOGIA EMPÍRICA

A metodologia empírica baseia-se na análise de modelos reais das pontes em estudo, o que devido à sua complexidade coloca muitas vezes em causa a sua praticabilidade, devido aos elevados custos associados ao tempo de análise e de construção dos próprios modelos em si. Dificultando igualmente a extrapolação de resultados para outras pontes devido às características individuais de cada estrutura em análise.

5. EUROCÓDIGO

Os efeitos em pontes devido ao tráfego ferroviário são contemplados no EN 1991-2 Eurocódigo 1: Ações em Estruturas – Parte 2 : Cargas de Tráfego em pontes, efeitos Dinâmicos [3].

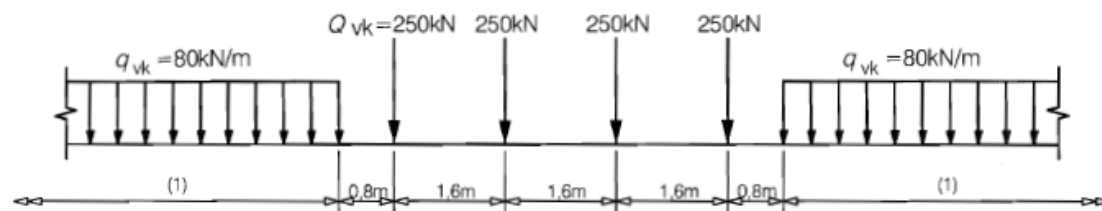
5.1. AÇÕES VERTICAIS

5.1.1. EFEITOS ESTÁTICOS

Para problemas dinâmicos simples, apenas é necessário realizar a análise estática, análise esta que deverá ser efetuada com os modelos de carga definidos em Ações verticais – Valores característicos, excentricidades e distribuição de cargas, considerando o modelo de cargas LM71 e quando necessário os modelos SW/0 e SW/2. Os resultados da análise estática deverão ser multiplicados pelo coeficiente dinâmico ϕ considerado mais à frente e se necessário multiplicado pelo fator α de acordo com o modelo LM71.

5.1.1.1. MODELO DE CARGA LM71

Este modelo representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário, constituindo uma simplificação que permite a representação de seis comboios reais considerados representativos da gama existente em circulação. É constituído por cargas uniformemente distribuídas de 80 kN/m e quatro cargas concentradas de 250 kN de acordo com o esquema apresentado na figura 25.



Key
(1) No limitation

Fig. 25 – Valores característicos das cargas verticais referente ao modelo LM71 [3]

Estes resultados tal como acima referido, deverão ser multiplicados pelo fator α , de acordo com o tipo de tráfego circulante na linha em questão, refletindo assim a diferença entre a massa considerada no modelo e a massa real, passando a ser designado por modelo de cargas classificadas. Este fator pode tomar valores de 1,10, 1,21, 1,33 ou 1,46 no caso de peso superior ao normal e de 0,75, 0,83 ou 0,91 no caso de valores inferiores ao normal.

5.1.1.2. MODELO DE CARGA SW/0 E SW/2

Estes modelos são uma alternativa ao modelo de cargas LM71, em que SW/0 simula os efeitos estáticos do tráfego normal a atuar em pontes de tabuleiro contínuo, e o modelo SW/2 simula os efeitos estáticos do tráfego pesado.

Os diagramas de cargas relativos a estes modelos estão ilustrados na figura 26.

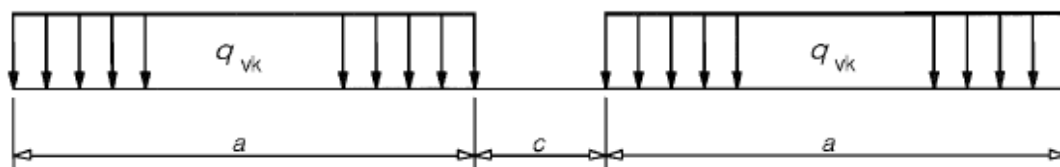


Fig. 26 – Modelos de Carga SW/0 e SW/2 [3]

Os padrões geométricos e valores característicos são os abaixo indicados:

Quadro 1- Modelos de Carga SW/0 e SW/2 [3]

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

No caso de se verificar uma situação similar ao descrito na secção anterior os valores a aplicar no modelo de cargas SW/0 deverão ser multiplicados pelo fator α .

5.1.1.3. MODELO DE COMBOIO SEM CARGA

Este modelo é apenas aplicado em verificações muito restritas, como é o caso da verificação à ação do vento, consistindo na aplicação de uma carga vertical uniformemente distribuída com um valor característico de 10 kN/m [2].

5.1.2. EFEITOS DINÂMICOS

5.1.2.1. FATOR DINÂMICO

O fator dinâmico tem em conta o aumento dos esforços e vibrações na estrutura devido a cargas dinâmicas, considerados nos modelos de carga LM71 (SW/0 ou SW/2)

Existem várias formas de calcular o coeficiente dinâmico, de acordo com a qualidade da manutenção linha ferroviária [3]. Geralmente linhas mais cuidadas têm valores de coeficiente mais baixos do que linhas de manutenção geral. Este coeficiente poderá também ser reduzido para pontes em arco e de betão.

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\phi}-0,2}} + 0,73 \quad (2)$$

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\phi}-0,2}} + 0,82 \quad (3)$$

No entanto, o coeficiente dinâmico não tem em conta o efeito da ressonância, dado que o aumento das cargas estáticas através do coeficiente dinâmico não prevê o efeito da ressonância devido à passagem de comboios a alta velocidade.

Quando necessária uma análise dinâmica, o risco de ocorrência de ressonância e vibração excessiva da estrutura é uma realidade, para essas situações não deverão ser utilizados os coeficientes de comportamento. A análise dinâmica tem em consideração a duração da aplicação do carregamento dos comboios de alta velocidade e prevê os efeitos dinâmicos aquando da ocorrência de ressonância.

5.1.2.2. NECESSIDADE DE ANÁLISE DINÂMICA

A necessidade de efetuar uma análise dinâmica, é dada de acordo com a EN1991-2 [3] com base no fluxograma apresentado na figura 27.

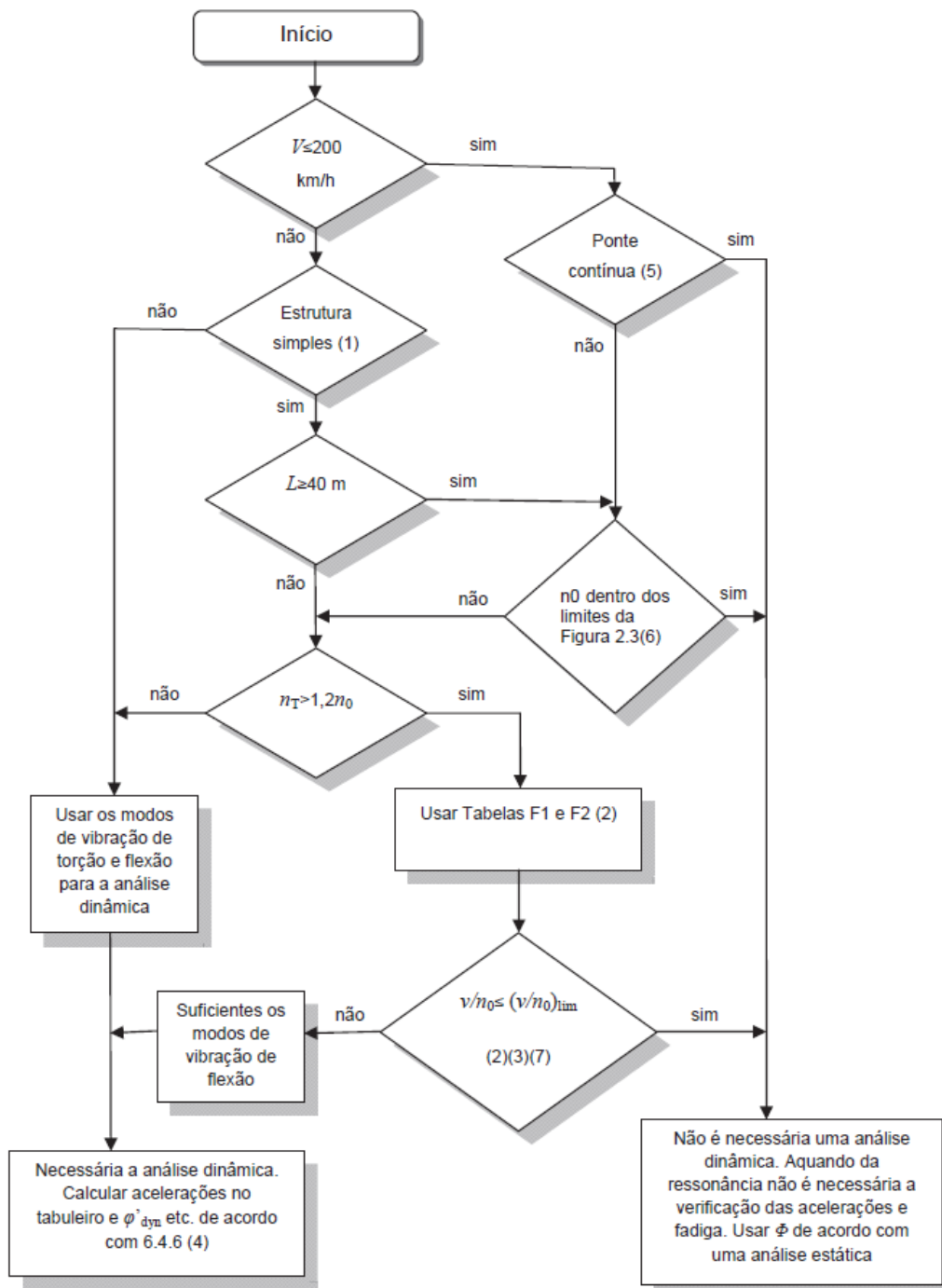


Fig. 27 - Fluxograma para a determinar a necessidade de realização de uma análise dinâmica [3]

E tendo em conta as seguintes considerações:

- (1) – Válido apenas para pontes simplesmente apoiadas com comportamento longitudinal de viga ou comportamento simples de placa, com enviesamento desprezável junto aos apoios rígidos.
- (2) – Consultar o Anexo F do EN1991-2 [3] para as quadros F1 e F2 ou para os valores limite de $(v/n_0)_{lim}$.
- (3) – É necessária uma análise dinâmica quando a velocidade frequente de circulação de um comboio real iguala a velocidade de ressonância da estrutura. Ver 6.4.6.6 e Anexo F do EN1991-2 [3].
- (4) – Φ'_{dyn} é o coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais definido em 6.4.6.5(3) do EN1991-2 [3].
- (5) – Válido garantido que a ponte cumpre os requisitos para a resistência, limites de deformação dados no EN1990 A2.4.4 [2] e para os valores máximos de aceleração da carruagem (ou valores limite de deformação associados) correspondentes a um nível muito bom de conforto dos passageiros, dado no EN1990 A2 [2].
- (6) – Não é necessária uma análise dinâmica para pontes com a primeira frequência natural n_0 dentro dos limites indicados na Figura 28 e um valor máximo de 200 km/h para a Máxima Velocidade da Linha no Local.
- (7) – É necessária uma análise dinâmica para pontes com a primeira frequência natural n_0 a exceder o limite superior (1) da Figura 28. Ver também 6.4.6.1.1(7) do EN1991-2 [3].

Onde:

V é a Máxima Velocidade da Linha no Local, isto é, a máxima velocidade permitida para o tráfego no local, geralmente limitada pelas características da infraestrutura ou pelas necessidades de segurança na via ferroviária e especificada para cada projeto [km/h].

L é o comprimento do vão [m].

n_0 é a frequência do primeiro modo natural de flexão da ponte sob o carregamento das ações permanentes [Hz].

n_T é a frequência do primeiro modo natural de torção da ponte sob o carregamento das ações permanentes [Hz].

v é a Máxima Velocidade Nominal. Geralmente pode ser considerada a Máxima Velocidade da Linha no Local mas pode ser reduzida para verificações a determinados comboios, com limites de velocidade [m/s].

$(v/n_0)_{lim}$ valores limite fornecidos pelo Anexo F do EN1991-2 [3].

Os limites para os valores de n_0 estão representados na figura 28.

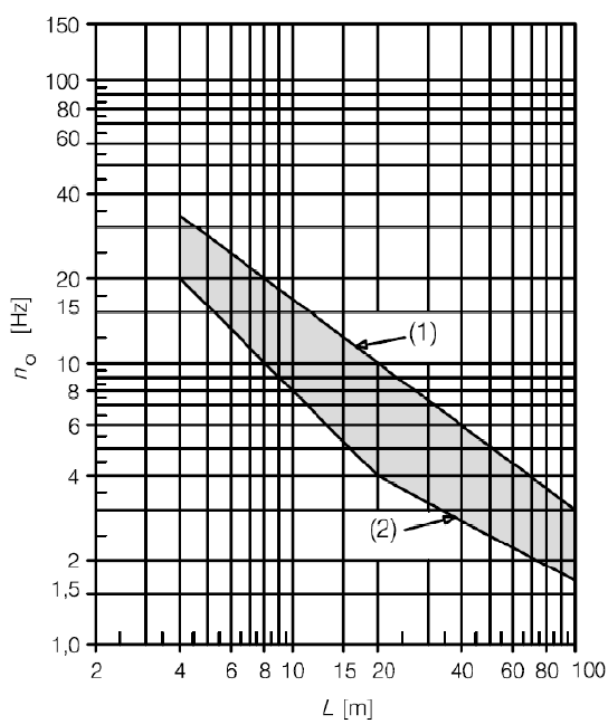


Fig. 28 – Limites de frequência natural da estrutura em função do comprimento de vão [3].

5.1.2.3. REQUISITOS DE UMA ANÁLISE DINÂMICA

5.1.2.3.1. CASOS DE CARGA

Deverão ser utilizados os valores característicos dos vários tipos de comboios reais, que possam vir a circular na estrutura em causa com velocidade superior a 200 km/h.

De acordo com a sua configuração os mesmos podem ser classificados da seguinte forma:

- a. Convencionais, carruagens com dois bogies, com 2 eixos cada.
- b. Articulados, carruagens de um bogie de dois eixos em cada extremidade, sendo este comum com a carruagem adjacente.
- c. Regulares, carruagens articuladas, sendo a ligação entre ambas efetuada através de um único eixo.

Nas figuras 29-34 podemos observar os diferentes tipos de modelos e a distribuição de cargas associada a cada um.

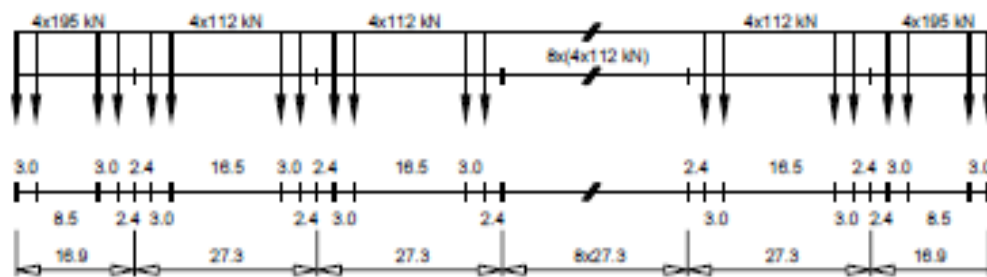


Fig. 29 – ICE2 [3]

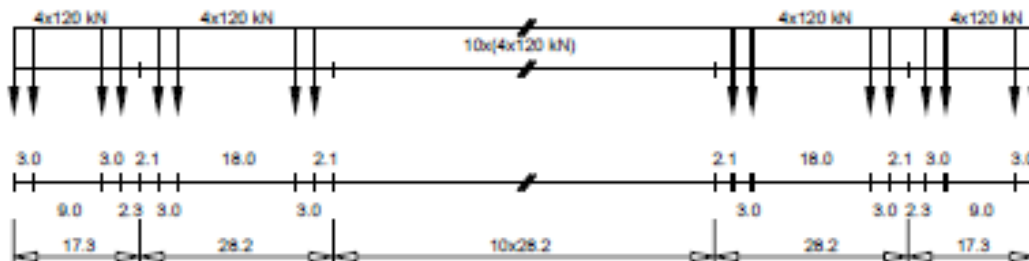


Fig. 30 – ETR-Y-500 [3]

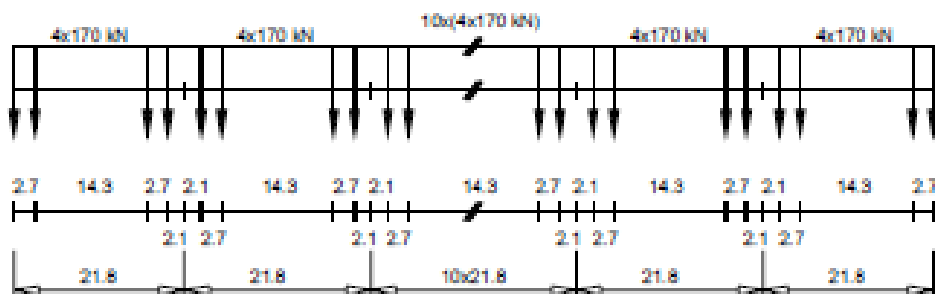


Fig. 31 - Virgin [3]

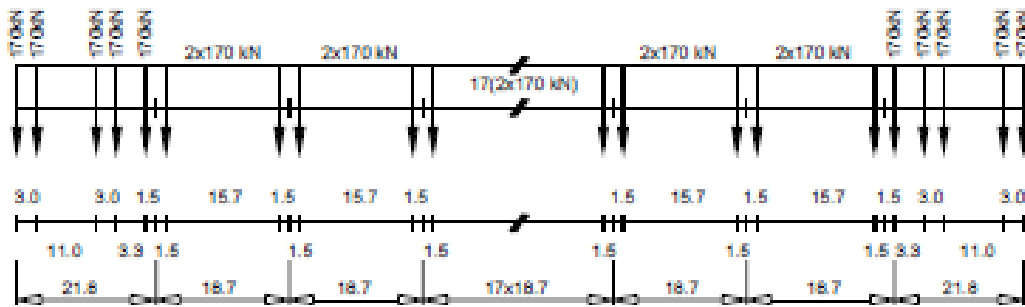


Fig.32 - Eurostar [3]

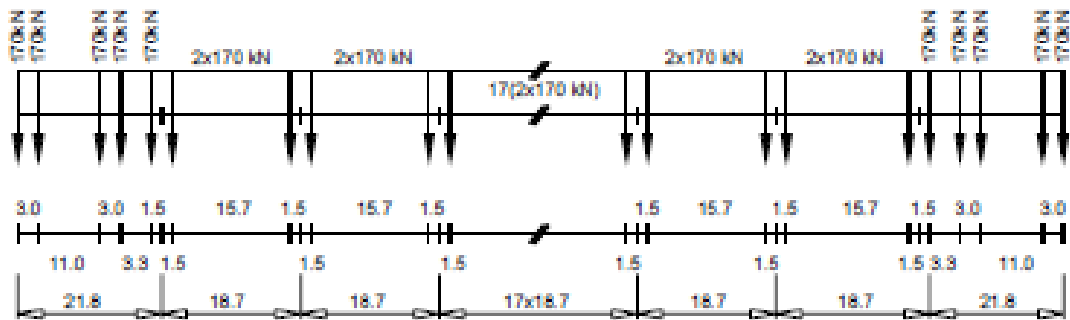


Fig. 33 – Thalys2 [3]

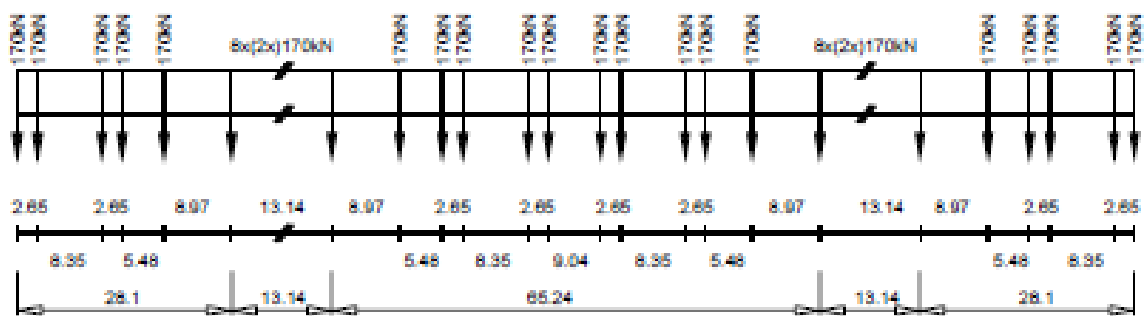


Fig.34 – Talgo AV2 [3]

Para estruturas de utilização internacional, no âmbito de interoperabilidade da rede europeia de alta velocidade, deverão ser utilizados os modelos de carga HSLM (High Speed Load Model). Estes modelos são compostos por dois comboios universais, com comprimentos de carruagens variáveis, HSLM-A e HSLM-B. Cada modelo deverá ser aplicado de acordo com o tipo de apoio e comprimento de vão de cada estrutura (limites de validade de aplicação definidos no Anexo E do EN 1991-2 [2]). Os modelos HSLM surgem a partir de um conjunto de comboios reais estudados.

O HSLM-A é composto por 10 comboios universais com a configuração da figura 35. Sendo que os valores de comprimentos, número de cargas e sua quantificação podem ser obtidos no quadro 2.

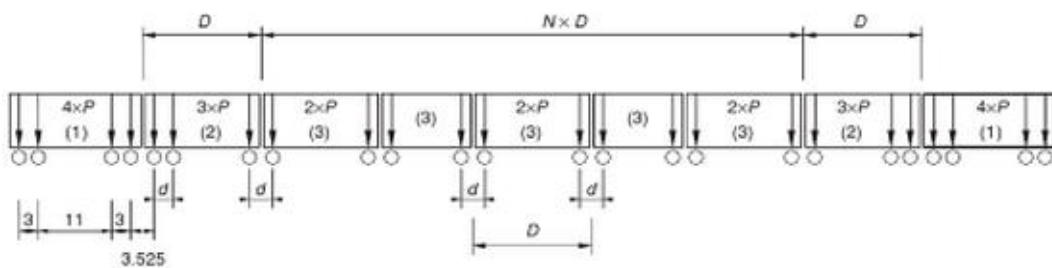


Fig. 35 – Modelo de cargas HSLM-A [3]

Quadro 2 – Características dos comboios universais de A1 a A10 (adaptado [3])

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

O modelo HSLM-B é composto por N cargas concentradas uniformemente distribuídas com espaçamentos de d. Estes valores são definidos de acordo com o gráfico apresentado na figura 37.

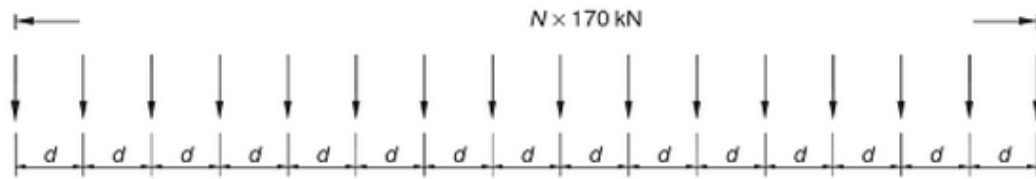


Fig. 36 - Modelo de cargas HSLM-B [3]

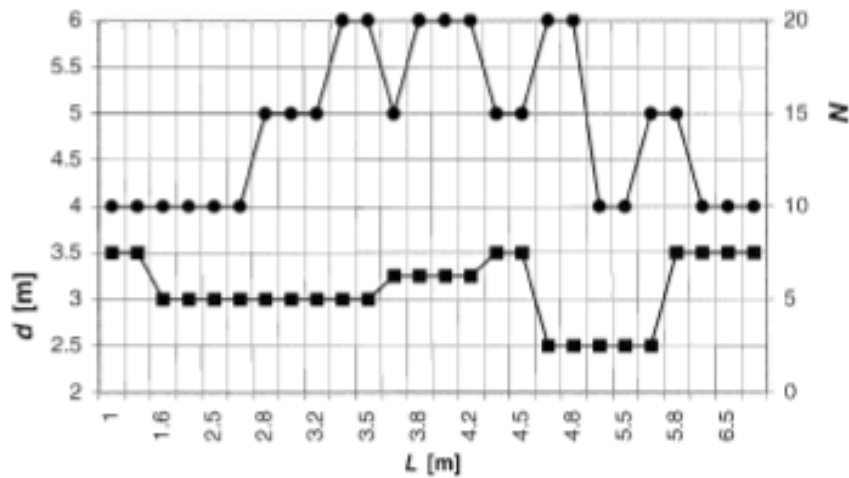


Fig.37 – Gráfico para determinação de N e d em função do vão [3]

A aplicação de cada tipo de modelo é definida com base no tipo de estrutura e vão da mesma, como indicado no quadro 3.

Quadro 3 – Limites de aplicação do modelo de carga HSLM-A ou B (adaptado [3])

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

a Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento parecido ao de viga ou laje sem viés;

b Para tramos simplesmente apoiados com vão até 7 m apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-B deverá ser usado para as análises dinâmicas, de acordo com 6.4.6.1.1 (5);

c Para tramos simplesmente apoiados com vão superior ou igual a 7 m apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-A é usado nas análises dinâmicas, de acordo o Anexo E (em alternativa todos os comboios A1 a A10 podem ser usados);

d Todos os comboios de A1 a A10 inclusive devem ser usados no dimensionamento;

e Qualquer estrutura que não cumpra a nota a, como por exemplo, estruturas com viés, pontes em que o comportamento à torção seja significativo, estruturas em arco onde os modos das vigas principais e da laje tenham contributos significativos. Para estas estruturas complexas deve igualmente ser aplicado o HSLM-B.

5.1.2.3.2. VELOCIDADE A CONSIDERAR

Vários valores de velocidades deverão ser considerados até ao valor de velocidade de projeto máximo de cada modelo e tipo de comboio.

Deverão ser feitos cálculos iniciando à velocidade de 40 m/s (144 km/h) até à velocidade máxima do modelo em causa. Geralmente a velocidade máxima de projeto corresponde a um incremento de 20% da velocidade máxima da linha no local, como coeficiente de segurança. O coeficiente de segurança tem em conta a variabilidade da velocidade e consequentemente as possíveis velocidades de ressonância superiores à máxima velocidade prevista.

Os incrementos de velocidade deverão ser feitos aleatoriamente, no entanto deverão ser feitos incrementos menores quando nas proximidades da velocidade de ressonância, de modo a identificar os picos de resposta.

5.1.2.3.3. PARÂMETROS ESTRUTURAIIS

Amortecimento estrutural

O pico de resposta de uma ponte devido à velocidade do tráfego, correspondendo ao carregamento relativo à ressonância, depende em grande parte do amortecimento.

Valores característicos de amortecimento são utilizados na análise dinâmica tendo como base o tipo de apoio e o comprimento de vão de cada ponte.

Quadro 4 – Coeficiente de amortecimento (adaptado [3])

Tipo de Ponte	Limite inferior de percentagem de amortecimento crítico [%]	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aço e mista	$\delta = 0,5 + 0,125(20 - L)$	$\delta = 0,5$
Betão pré-esforçado	$\delta = 1,0 + 0,07(20 - L)$	$\delta = 1,0$
Betão armado e perfis metálicos embebidos	$\delta = 1,5 + 0,07(20 - L)$	$\delta = 1,5$

Massa da estrutura

A aceleração máxima da estrutura é inversamente proporcional à massa da ponte em ressonância. Os efeitos máximos dinâmicos ocorrem essencialmente em picos de ressonância, onde um múltiplo da frequência de carregamento coincide com a frequência natural da ponte. Qualquer subestimação dos valores de massa irá provocar uma sobrestimação da frequência natural da ponte e assim sobrestimar o valor da velocidade de tráfego para a qual ocorre ressonância.

Existem dois casos especiais a ter em conta na massa da estrutura que incluem o balastro e a linha em si. Uma estimativa pelo limite inferior é calculada considerando aceleração máxima do tabuleiro, um balastro limpo e com uma espessura mínima. Uma estimativa superior também deverá ser efetuada, considerando velocidades menores, onde a ocorrência de ressonância será mais provável, considerando assim um balastro de espessura máxima, densidade saturada e com sujidade.

Rigidez da estrutura

Tal como o amortecimento, a rigidez estrutural tem grande influência nos efeitos dinâmicos a atuar na estrutura [26]. Os esforços máximos devido ao carregamento dinâmico deverão ocorrer aquando da ressonância, pelo que uma sobrestimação da

rigidez da estrutura irá provocar uma sobrestimação do valor da frequência natural da estrutura e da velocidade a que ocorre a ressonância.

5.2. AÇÕES HORIZONTAIS

Deverão ser considerados três tipos de ações horizontais de acordo com a EN1991-2 [3] para o dimensionamento de pontes ferroviárias: força de arranque e frenagem, força de lacete e força centrífuga.

5.2.1. FORÇA DE ARRANQUE E FRENAGEM

Estas forças deverão ser tidas em conta como uma carga uniformemente distribuída ao longo do comprimento de influência $L_{a,b}$ da estrutura em causa.

Os valores característicos deverão ser obtidos através das seguintes expressões:

- Força de arranque

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \text{ (m)} \leq 1000 \text{ (kN)} \quad (4)$$

- Força de frenagem

- Para LM71, SW/0 e HSLM

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \text{ (m)} \leq 6000 \text{ (kN)} \quad (5)$$

- Para SW/2

$$Q_{lak} = 35 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \text{ (m)} \quad (6)$$

Estes valores não necessitam de ser multiplicados pelo coeficiente dinâmico.

5.2.2. FORÇA DE LACETE

Deverá ser aplicada uma carga concentra horizontal de valor característico 100kN ao nível do topo do carril, perpendicular à via, de modo a ter em conta os efeitos laterais dos bogies.

Não deverá ser multiplicado pelo coeficiente dinâmico.

5.2.3. FORÇA CENTRIFUGA

No caso da via apresentar uma configuração curva ao longo da estrutura, deverá ser tida em conta a atuação de forças horizontais numa direção perpendicular ao eixo da via, aplicadas a 1,80m de altura. Os valores característicos das forças referidas deverão ser obtidos através das seguintes expressões:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{127r} (f Q_{vk}) \quad (7)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{127r} (f q_{vk}) \quad (8)$$

Onde Q_{vk} e q_{vk} são os valores característicos das cargas verticais distribuídas e concentradas dos modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2, V é a velocidade máxima da linha no local, r é o raio da curvatura e f é um fator de redução obtidos pela expressão:

$$f = \left[1 - \frac{v-120}{1000} \left(\frac{814}{v} + 1,75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (9)$$

com um valor mínimo de 0,35, onde L_f representa o comprimento de influência da zona curva da estrutura.

5.3. DISPOSIÇÃO, GRUPOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

5.3.1. DISPOSIÇÃO DAS AÇÕES

Os efeitos mais desfavoráveis das ações ferroviárias deverão ter em conta uma adequada disposição das cargas, sendo que para os modelos de cargas LM71 e SW/0 estes devem de ser obtidos através de:

- No caso do modelo LM71 e em pontes de uma única via, deverão ser aplicadas quatro cargas pontuais, e um qualquer número de troços de carga uniformemente distribuída, e de dois troços de carga distribuída no caso do SW/0;

- Para pontes com duas vias, através do carregamento de cada uma das vias, ou de ambas em simultâneo, para os dois modelos.
- Pontes com três ou mais vias, carregando qualquer uma das vias, ou carregando duas, três ou mais vias em simultâneo, para ambos os modelos de carga, sendo que para SW/0 as cargas deverão ser multiplicadas por 0,75.

No caso do modelo de cargas SW/2:

- Pontes com uma via, aplicando cargas uniformemente distribuída em dois troços.
- Pontes com mais de uma via, carregando qualquer uma das vias com o modelo SW/2 e o resto das vias com os modelos LM71 ou SW/0.

A verificação dos estados limite de vibração e de deformação em pontes deverão ser feitos tendo em conta os seguintes cenários de carregamento (quadro 5):

Quadro 5 – Numero de vias a carregar para verificação dos estados limite de vibração e deformação (adaptado [3])

Estados limite 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 ações 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 efetuado de acordo com a quadro 6.11.

5.3.2. GRUPOS DE AÇÕES

Na EN1991-2 [3] estão definidos os grupos de ações decorrentes do tráfego ferroviário, que poderão ser combinados com outras ações não resultantes do mesmo tipo de tráfego.

Estes grupos estão definidos no quadro 6, tendo como valores de entrada o número de vias da estrutura e como condicionante os efeitos máximos que se pretende obter.

Quadro 6 – Definições de grupos de ações relativos ao tráfego ferroviário (adaptado [3])

Nº de vias na estrutura			Grupos de ações			Forças verticais			Forças horizontais			Observações	
						Referência EN 1991-2			6.3.2				6.5.3
1	2	≥3	Nº de vias carregadas	Designação do grupo (8)	Via carregada	LM71 (1)	SW/0 (1)(2)	SW/2 (1)(3)	Comboio sem carga	Força de arranque ou frenagem (1)	Força centrífuga (1)	Força de lacete	
						HSLM (6)(7)							
			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 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 1 com Máximo longitudinal
			2	gr 22	T ₁ T ₂	1				0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 2 com Máximo transversal
			2	gr 23	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾				1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Máximo longitudinal
			2	gr 24	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾				0.5 ⁽⁵⁾	1	1	Máximo transversal
			2	gr 26	T ₁ T ₂	1	1			1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo longitudinal
			2	gr 27	T ₁ T ₂	1	1			0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo transversal
			≥3	gr 31	T _i	0.75				0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	Caso de carga adicional

- (1) Todos os fatores relevantes (α , Φ , f , ...) 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) Fator pode ser reduzido para 0,5 se o efeito for favorável, não podendo ser igual a zero;
- (5) Em casos favoráveis estes fatores 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 Quadro A2.3 da EN1990-prAnnexA2.

5.3.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações a considerar para os estados limite últimos ou de serviço estão especificados na EN990-prAnnexA2.

Os fatores de combinação dos grupos anteriormente referidos e das restantes ações variáveis a considerar estão também definidos na EN1990-prAnnexA2, quadro A2.3, sendo que, caso sejam combinadas as ações do tráfego ferroviário individualmente, os seus fatores de combinação são também indicados no referida quadro.

5.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

O Eurocódigo estabelece critérios a ter em conta no dimensionamento de pontes ferroviárias.

- Aceleração máxima nas carruagens;
- A serem tidos em conta os efeitos dinâmicos, deverão ser analisados através de uma análise estática com o modelo LM71 multiplicado pelo coeficiente ψ e α . Sendo necessária uma análise dinâmica deverão ser utilizados os comboios reais e HSLM e comparados os resultados com a análise estática, sendo o dimensionamento efetuado com os maiores esforços obtidos;
- Verificação da instabilidade da via.

5.4.1. CRITÉRIO DE SEGURANÇA ESTRUTURAL

No caso de ser necessária a realização de uma análise dinâmica e para o dimensionamento estrutural, a EN 1991-2 [3] indica que os esforços e deslocamentos deverão ser obtidos a partir da mais condicionante das seguintes fórmulas:

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2}\right) \times \begin{pmatrix} HSLM \\ \text{ou} \\ RT \end{pmatrix} \quad (10)$$

e

$$\Phi \times (LM'' + SW/0) \quad (11)$$

Onde φ'_{dyn} corresponde ao fator de amplificação dinâmica, obtido na seguinte fórmula:

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (12)$$

Em que o valor máximo da resposta dinâmica devido à passagem dos comboios reais ou HSLM num determinado ponto da estrutura é representado por y_{dyn} , e y_{stat} é o valor máximo da resposta estática.

Não sendo necessária a realização de uma análise dinâmica, deverá ser utilizada a expressão $(1+\varphi')$, em que o valor de φ' é dado por:

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1-K-K^4} \text{ para } K < 0,76 \\ 1,35 \text{ para } K \geq 0,76 \end{cases} \quad (13)$$

Em que:

$$K = \frac{\vartheta}{2L\varphi n_0} \quad (14)$$

Devido às irregularidades da via e das rodas dos veículos poderão surgir efeitos dinâmicos adicionais, os quais são tidos em conta através do parâmetro φ'' , sendo o mesmo obtido através de:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left(56 e^{-\left(\frac{L_0}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_0 n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_0}{20}\right)^2} \right) \quad (15)$$

Donde α é dado por:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \leftarrow v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1 & \leftarrow v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (16)$$

Dependendo do tipo de manutenção da via poderá ser utilizado o valor de $0,5\varphi''$, para linha com níveis de manutenção cuidada, e φ'' para casos de manutenção corrente.

No caso de a estrutura ser composta por vãos múltiplos simplesmente apoiados ou com frequência fundamental superior ao limite superior definido na figura 28, não poderá ser utilizada esta metodologia sendo necessária a realização de uma análise dinâmica.

5.4.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA DA VIA

De modo a garantir a segurança da via e evitar fenómenos de instabilidade quer da camada de balastro, degradação dos aparelhos de apoio, levantamento dos carris, curvatura excessiva da via em ambas as direções, descarrilamento por torção excessiva do tabuleiro e redução do contacto roda-carril, a EN1991-2 e a EN1990-prAnnexA2 definem um conjunto de verificações.

5.4.2.1. ESTADOS LIMITE RELATIVOS A INTERAÇÃO VIA-PONTE

Com o objetivo de melhorar o conforto dos passageiros, foram adotados carris contínuos soldados (CWR), diminuindo assim o ruído à passagem sobre as juntas dos carris. Esta opção em pontes, introduziu um campo de tensões (na via e estrutura) que vê a sua intensidade aumentada ou diminuída de acordo com a resistência do sistema via-estrutura.

Este campo de tensões é devido às seguintes ações:

- Variações de temperatura ao nível do tabuleiro e estrutura;
- Forças de arranque e frenagem;
- Deformações e vibrações devido a passagem dos comboios.

Para efetuar o estudo da interação via-ponte poderá ter que ser construído um modelo específico de modo a ter em conta as características da ponte e da via.

Um exemplo deste tipo de análise está representado na figura 38.

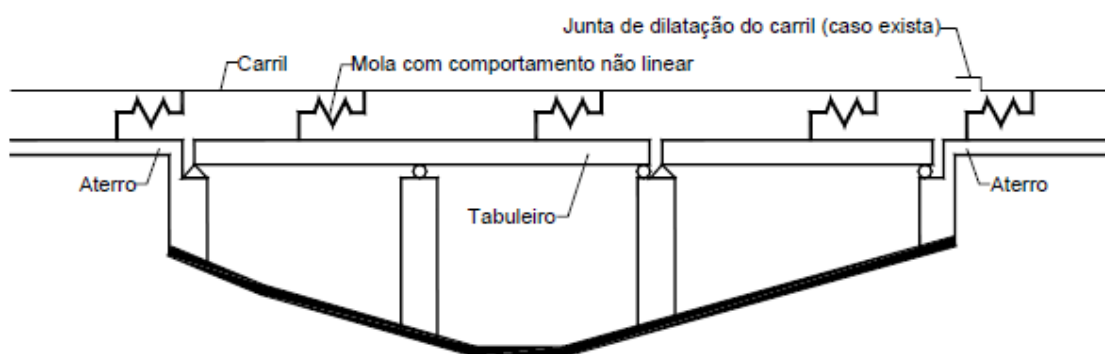


Fig. 38 - Modelo estrutural completo (adaptado [3])

Este deverá representar fidedignamente as fundações, pilares e aparelhos de apoio. Poderão ser simplificados mediante a utilização de uma rigidez equivalente ao conjunto, figura 39.

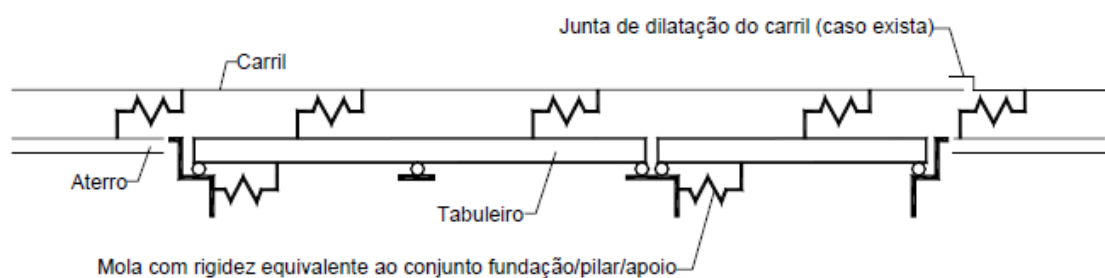


Fig. 39 - Modelo estrutural simplificado (adaptado [27])

No que diz respeito aos aparelhos de apoio a representação dos mesmos no modelo deverá representar o nível a que os mesmos serão instalados na realidade, em

relação aos carris e tabuleiro, estes deverão estar localizados ao nível do seu centro de gravidade.

5.4.2.2. ESTADOS LIMITE DE DEFORMAÇÃO E VIBRAÇÃO [28]

No que diz respeito à segurança da via, as limitações estão estabelecidas na EN1990-prAnnexA2 e são:

- a. Aceleração vertical do tabuleiro;
- b. Torção do tabuleiro;
- c. Deformação vertical do tabuleiro;

a. Aceleração vertical do tabuleiro

Os níveis de aceleração do tabuleiro são controlados devido à necessidade de evitar a ocorrência de fenómenos de instabilização do balastro ou a perda de contacto roda-carril.

A EN1990-prAnnexA2 [2] especifica os seguintes limites para os valores de pico da aceleração vertical:

- $3,5 \text{ m/s}^2$ ($\cong 0,35g$), para pontes com via balastrada;
- $5,0 \text{ m/s}^2$ ($\cong 0,50g$), para pontes com via não balastrada.

Para a obtenção da resposta dinâmica em termos de acelerações, estas deverão ser obtidas dentro de um intervalo de frequências, de acordo com a EN1990-prAnnexA2 [2], 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.

b. Torção do tabuleiro

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

Quadro 7 - Valores máximos da torção do tabuleiro (adaptado [28])

Velocidade (km/h)	t (mm/3 m)
$v \leq 120$	$\leq 4,5$

Deverá ainda verificar-se a torção total do tabuleiro, obtida somando o valor de t para a ponte não carregada com o valor de t para a passagem do tráfego ferroviário, não podendo este total exceder 7,5 mm/3 m.

c. Deformação vertical do tabuleiro

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

5.4.3. CRITÉRIOS RELATIVOS AO CONFORTO DOS PASSAGEIROS

O conforto dos passageiros está relacionado com as acelerações a que ficam submetidas as carruagens aquando da passagem do comboio sobre a ponte.

Na EN1990-prAnnexA2 [2] estão definidos valores indicativos para o valor de pico da aceleração vertical nas carruagens (b'_v) correspondendo a três níveis de conforto:

- Aceitável;
- Bom;
- Muito bom.

O nível de conforto dos passageiros deverá envolver a realização de uma análise dinâmica com interação entre a ponte e o comboio para serem obtidas as acelerações nas carruagens.

Para pontes com 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 efetuada de uma forma simplificada limitando-se o deslocamento vertical do tabuleiro.

Quadro 8 - Aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto (adaptado [28])

Aceleração Vertical	
Nível de Conforto	b'_v (m/s ²)
Aceitável	2.0
Bom	1.3
Muito Bom	1.0

Para um nível de conforto muito bom ($b'_v = 1.0$ m/s²), os limites da relação L/δ , onde L é o vão e δ o deslocamento vertical do tabuleiro, sob o eixo da via carregada, para o modelo de cargas LM71 majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico Φ , são apresentados na figura 40, em função do vão e da velocidade para pontes cujo tabuleiro seja constituído por uma sucessão de três ou mais tramos simplesmente apoiados.

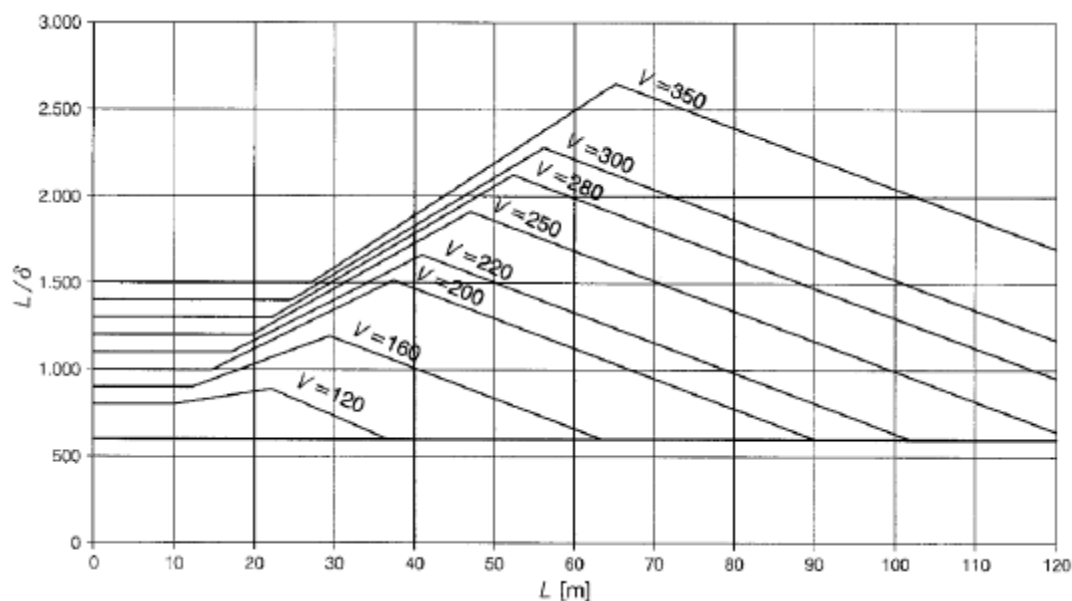


Fig. 40 – Deslocamento vertical máximo em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, em função da velocidade [2]

Para outros níveis de conforto, os valores limite da relação L/δ , deverão ser divididos pelo correspondente b'_v . Do mesmo modo, para tabuleiros com menor número de vãos e tabuleiros contínuos com três ou mais tramos, os valores limite deverão ser multiplicados por 0,7 ou 0,9 respetivamente.

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

- Amortecimento e rigidez das suspensões dos veículos;
- Esquemas de carga característicos de cada comboio real;
- Interação dinâmica entre os diversos veículos do comboio real e a estrutura;
- Gama de velocidades até à velocidade máxima 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.

6. CASO DE ESTUDO

A estrutura em estudo possibilita o atravessamento do Rio Sado entre o km 8+530 e o km 11+265 da Variante a Alcácer do Sal, com um desenvolvimento total de 2735 m, sendo a extensão total da Variante de 29 km, figura 41.

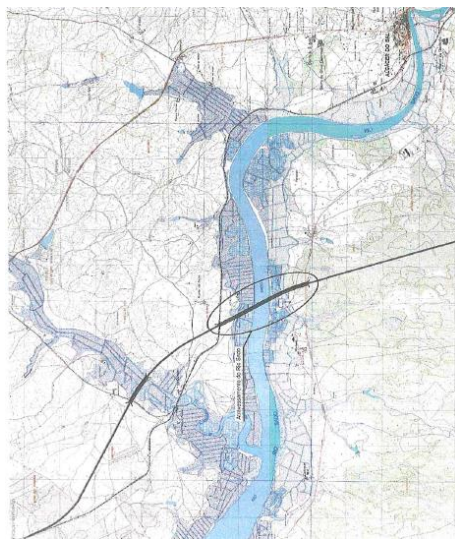


Fig. 41 – Carta de Localização [29]

A figura 42 representa um diagrama esquemático do traçado, onde se pode observar a linha existente, passando por Alcácer do Sal, com uma extensão total entre a Estação do Pinheiro e o km 94 de cerca de 35.5 km [29].

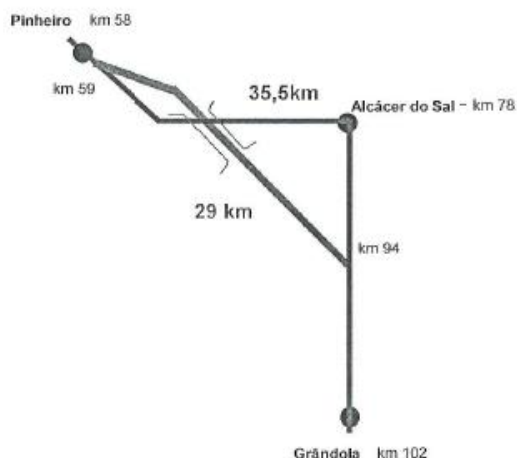


Fig. 42 – Localização na rede REFER [29]

Consiste numa ponte "bowstring" de 3 vãos de 160 m, em estrutura mista aço-betão, com uma extensão total de 480 m e 2 viadutos de acesso do lado Norte e do lado Sul em estrutura mista aço-betão. Estes com desenvolvimentos de 1114.75 m e 1140 m respetivamente e com um total de 26 tramos no viaduto Norte e 27 tramos no viaduto Sul com vãos de 37.5 m e 45 m.

O perfil transversal sobre as obras de arte prevê um futuro alargamento da plataforma para via dupla, correspondendo o perfil transversal tipo para via dupla:

- Entre eixos de via de 4.30 m;
- Caixa de balastro com 8.80 m;
- 2 passeios laterais com 2.00 m, cada.

Este perfil é alargado sobre a ponte, devido à solução de arco único central adotada, tendo o entre eixo da via 7.0 m para permitir incorporar na entrevia os arcos metálicos da estrutura da ponte.

O alargamento do tabuleiro é feito sobre os viadutos de acesso, estando concentrado num único tramo, para simplificar a execução enquanto a transição de largura na via é feita numa extensão muito maior.

6.1. A PONTE

Consiste numa ponte com três vãos de 160 m, com sistema estrutural tipo "bowstring", sendo o tabuleiro um caixão misto aço-betão com suspensão axial a partir dos arcos conforme se mostra nas seguintes figuras.



Fig. 43 – Tipo de suporte tabuleiro [29]

A largura do tabuleiro é de 15.85 m, integrando a via dupla, caixas de balastro, passeios laterais e o entre-eixo de vias.

A cota do traçado ferroviário na zona de atravessamento do Sado permite garantir uma altura livre suficiente, na medida em que está a cerca de 25 m do nível médio das águas, o que implica uma altura livre (em cheia) superior a 15 m.

No que se refere aos vãos por razões hidráulicas, estéticas, ambientais e económicas não foram colocados mais do que 4 pilares no rio o que levou à adoção de vãos de 160 m.

Assim, a solução estrutural da ponte é composta por um tabuleiro misto aço-betão e um arco plano vertical com um único plano de pendurais por tramo. A superestrutura está apoiada em 4 pilares implantados no leito do rio.

6.1.1. TABULEIRO

A obra está dividida em três tramos de comprimentos iguais suportados por quatro pilares. A superestrutura em cada vão é do tipo "bowstring". A sucessão de "bowstrings"

constitui uma viga hiperstática. Os arcos são centrados sobre a estrutura e suspendem o tabuleiro por intermédio de 18 pendurais espaçados de 8.0 m.



Fig. 44 – Vista geral [29]

O tabuleiro misto, figura 45, é constituído por um caixão metálico trapezoidal, ou seja com a forma de U com almas inclinadas, com dois banzos em chapa metálica suportando uma laje de betão de 0.43 m de espessura máxima.

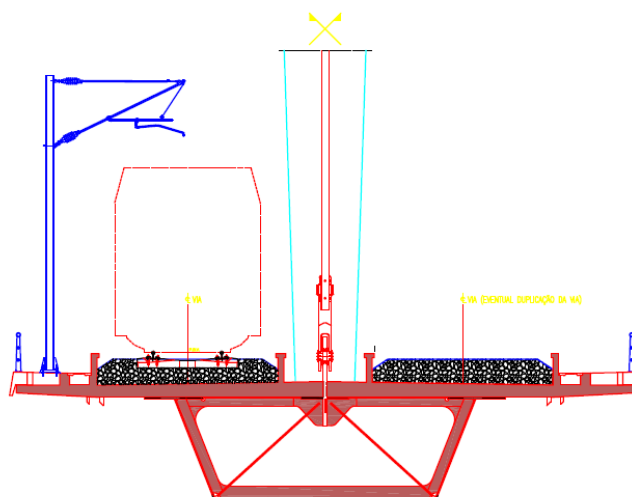


Fig. 45 – Representação do tabuleiro [30]

Sob cada pendural, existe um diafragma em quadro transferindo os esforços das almas ao pendural. Esse diafragma é constituído por:

- Uma travessa superior;

- Reforços de alma e do fundo do caixão;
- Duas diagonais de suspensão por secção transversal sob os pendurais, fixada na intersecção do fundo do caixão com as almas por intermédio de peças em aço vazado e ao nível superior às ancoragens dos pendurais por intermédio dum gousset.

As principais características da laje, figura 46, são:

- Largura total: 15.82 m;
- Largura da entrevia, entre faces exteriores dos guarda balastro – 2.5 m e entre faces interiores 2.0 m;
- Largura de cada via entre faces interiores do guarda balastro 4.5 m.



Fig. 46 - Tabuleiro em construção [29]

Principais características do caixão metálico, figura 47:

- Altura do caixão: 2.6 m;
- Largura entre almas do banzo inferior do caixão: 5.65 m rebordo exterior do fundo do caixão: 0.275 m largura entre almas ao nível da fibra superior: 7.75 m largura dos banzos superiores laterais: 1.50 m

largura do banzo superior central: 1.20 m
altura do reforço do banzo superior central: 0.35 m

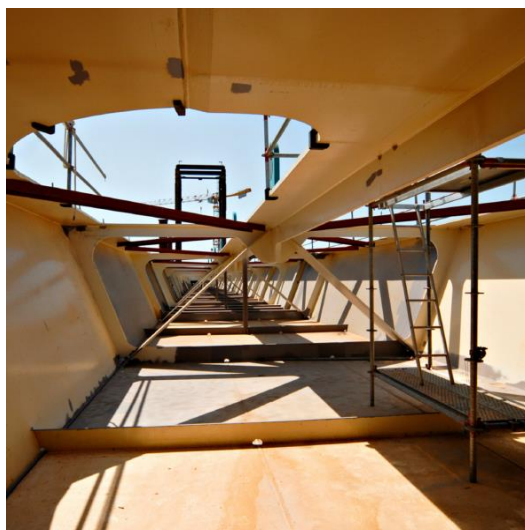


Fig. 47 - Secção caixão do tabuleiro [29]

6.1.2. ARCO

Conforme referido anteriormente, o arco é único em cada vão e está situado no eixo da obra, conferindo por conseguinte ao tabuleiro uma suspensão axial. O arco é constituído por um caixão de 6 faces simétrico, figura 48 ilustra a secção do arco.



Fig. 48 – Secção do arco [29]

As chapas que constituem as almas estão situadas em dois planos. Estes dois planos são obtidos de um plano vertical por rotação em torno de um eixo horizontal. A partir do tabuleiro esses dois planos vão se afastando até ao fecho do arco, conforme a figura 49.



Fig. 49 – Arco em construção [29]

O arco é de altura e largura variável:

- Na secção teórica na base do arco, a largura é de 1.49 m a meia altura e a altura é de 2.40 m;
- No fecho, a altura é de 1.80 m para uma largura de 3.20 m a meia altura.

Até a 1 m do primeiro pendural, o interior do arco, junto aos pilares extremos, está cheio a betão com vista a reduzir os efeitos acidentais do embate dum comboio.

6.1.3. PENDURAS E DIAFRAGMAS

Os pendurais são constituídos por barras em aço S355 NL com 200 mm de diâmetro, ligadas ao arco e ao tabuleiro por intermédio de peças moldadas em forma de estribo e espiga filetada, figura 50. As ligações das barras às ancoragens, em cima e em baixo, são articuladas por intermédio de rótulas esféricas especiais. As rotações do tabuleiro, longitudinais devidas à flexão ou transversais devidas à torção, são deste modo absorvidas nas rótulas para evitar quaisquer efeitos de flexão local nos pendurais que provocariam fadiga.



Fig. 50 – Ligação pendural/tabuleiro [29]

Na secção do tabuleiro sob cada pendural, existe um diafragma em quadro, figura 51, assegurando a transferência correta dos esforços de suspensão ao caixão.

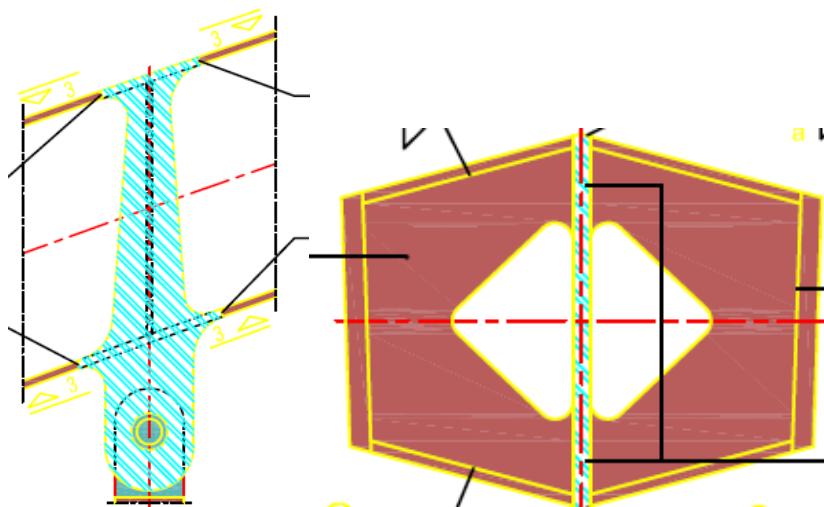


Fig. 51 – Secção pendurais [30]

6.1.4. APOIOS

O tabuleiro está apoiado:

- Verticalmente sobre cada pilar por dois apoios, situados ao eixo dos pilares;
- Transversalmente sobre cada pilar com um batente solidário ao pilar e transmitindo por contacto as forças horizontais transversais ao fundo do caixão por intermédio de apoios de neoprene;
- Longitudinalmente:
 - Em serviço, por um batente solidário ao pilar Sul, com o mesmo princípio dos apoios transversais;
 - Sob ações sísmicas, por batente sobre o pilar Sul e por dispositivos de ligação sísmica sobre os outros pilares, solidários dum lado ao fundo do caixão e no outro ao batente.

Os batentes são constituídos por um caixão metálico de secção quadrada de 900 mm de lado, cheio com betão.

O pilar Sul é um apoio fixo, em ambas as direções.

6.1.5. PILARES E FUNDAÇÕES

A ponte possui 4 pilares, sendo os extremos pilares de transição, figura 52, com os viadutos Norte e Sul, pilares estes adjacentes às margens. Os pilares intermédios são fundados no leito do rio.

As dimensões típicas dos pilares são as seguintes:

- Dimensão longitudinal da secção transversal - Max 5.20 m; mín. 4.70 m
dimensão transversal da secção transversal – 8.50 m espessura das paredes – 0.80 m, em geral, com um mínimo de 0.65 m;
- Altura dos fustes acima do maciço de encabeçamento de estacas – 20.90 m (Sul), 20.98 m (Norte) e 21.72 m (intermédios).

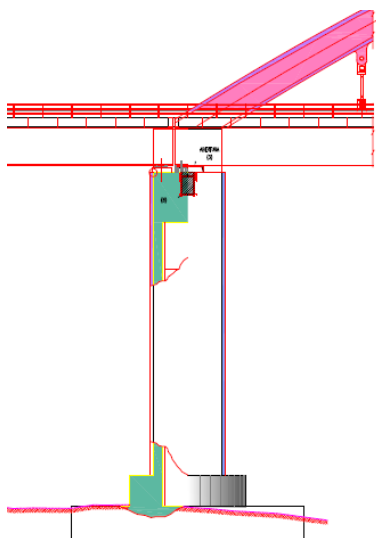


Fig. 52 – Vista geral pilar [30]

Embasamento elíptico 8.0 m x 11.0 m, com 2.20 m a 4.0 m de altura consoante os pilares.

No topo dos fustes existe uma laje de betão armado com 3.5 m de espessura que recebe as cargas transmitidas pelos aparelhos de apoio.

As fundações dos pilares são constituídas por maciços de 9 e 12 estacas moldadas de 2.0 m de diâmetro, figura 53.

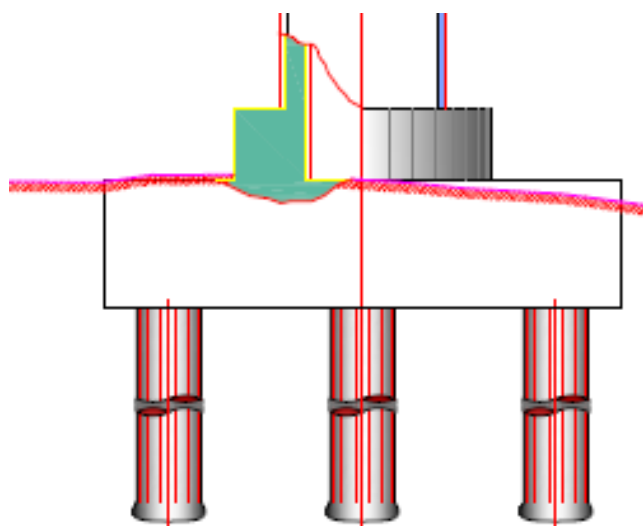


Fig. 53 - Fundações [30]

6.2. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE FERROVIÁRIA DE ALCÁCER DO SAL

As análises dinâmicas foram efetuadas para a passagem do comboio alfa pendular, dos comboios de alta velocidade IC, ICT2, ICE2, AVE, EUROSTAR, TGV, TALGO, THALYS, ETR-Y, e VIRGIN e ainda dos comboios (A1 a A10) que constituem o HSLM-A.

A resposta da ponte é avaliada do ponto de vista da segurança estrutural, comparando os resultados da análise dinâmica com os obtidos por aplicação do modelo de cargas LM71 e adicionalmente SW/0 (estruturas contínuas) majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico, da segurança da via, envolvendo a verificação de estados limite relacionados com a aceleração e deformação vertical do tabuleiro, bem como são referidos os métodos de avaliação do conforto dos passageiros com base numa metodologia de análise dinâmica com interação ponte-comboio e na metodologia simplificada preconizada na EN1990-prAnnexA2 (2002).

6.2.1. MODELAÇÃO DA PONTE

6.2.1.1. DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA

A análise dinâmica da ponte foi efetuada através de um modelo estrutural da ponte, figura 54, recorrendo ao método dos elementos finitos, utilizando elementos finitos lineares.

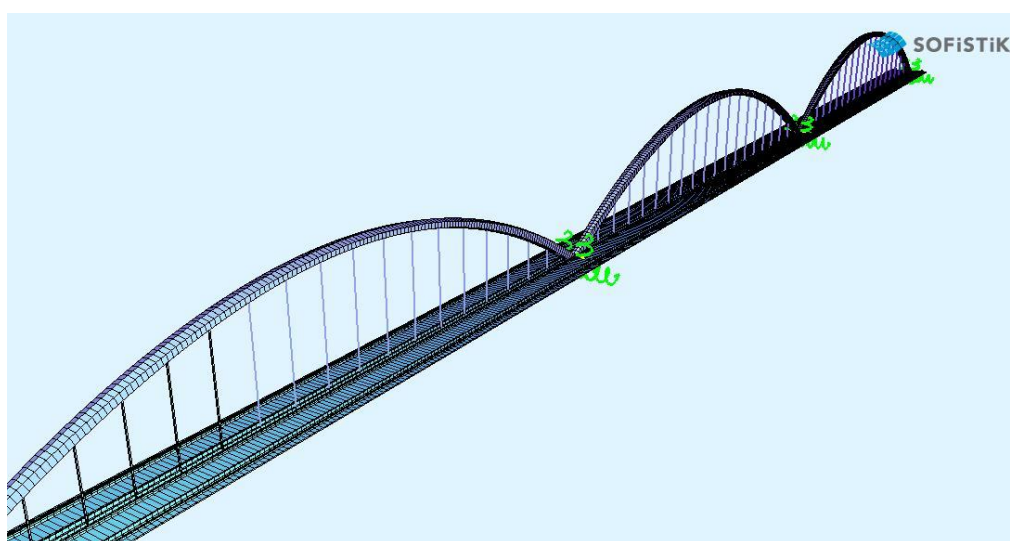


Fig. 54 - Tramo corrente do tabuleiro da ponte

O objetivo presente na modelação estrutural realizada com elementos finitos de barra, foi o de elaborar um modelo com configuração tridimensional que representasse as características dinâmicas do Viaduto. Este tipo de modelo estrutural é reconhecido, normalmente, por obter resultados bastante credíveis sem que os tempos de cálculo se tornem impraticáveis em análises dinâmicas.

Para a modelação estrutural do Viaduto atendeu-se a três importantes componentes estruturais: tabuleiro misto, arco, e os pendurais.

O tabuleiro foi modelado através de um elemento finito linear com as características geométricas das secções transversais do tabuleiro, sendo que foram considerados 5 perfis para o tabuleiro misto, figuras 55-59, variando a sua colocação de acordo com as telas finais de modo a introduzir o mínimo de alterações ao existente.

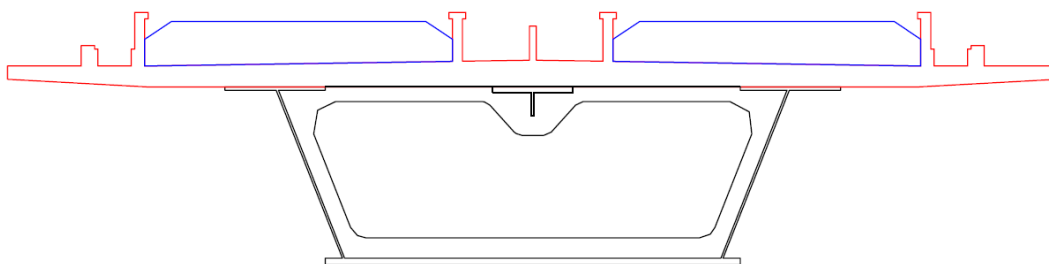


Fig. 55 – Secção apoio exterior

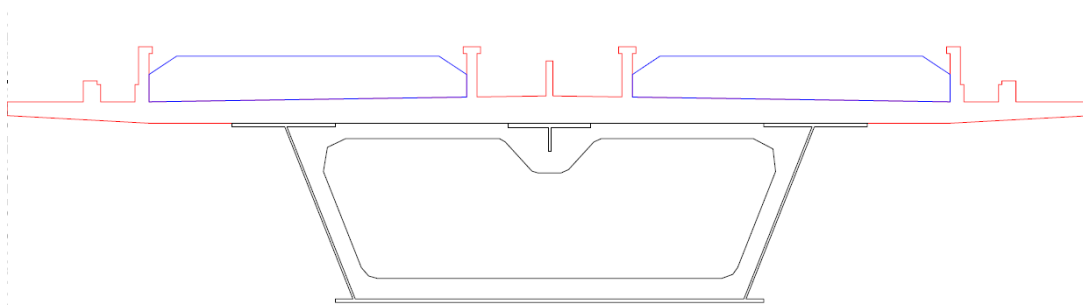


Fig. 56 - Secção entre apoio externo e 1º pendural

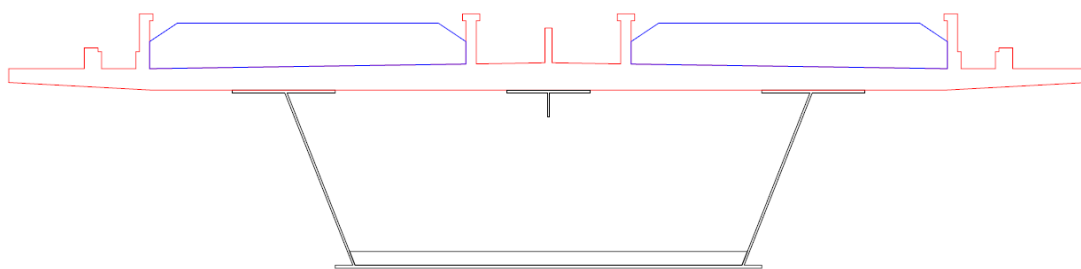


Fig. 57 – Secção entre pendurais

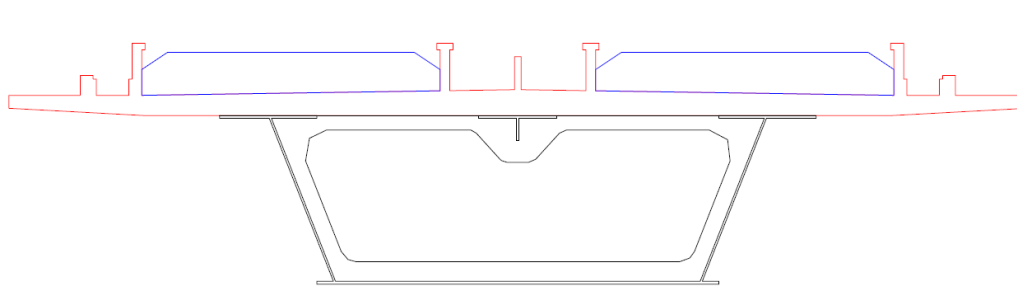


Fig. 58 – Secção nos pendurais

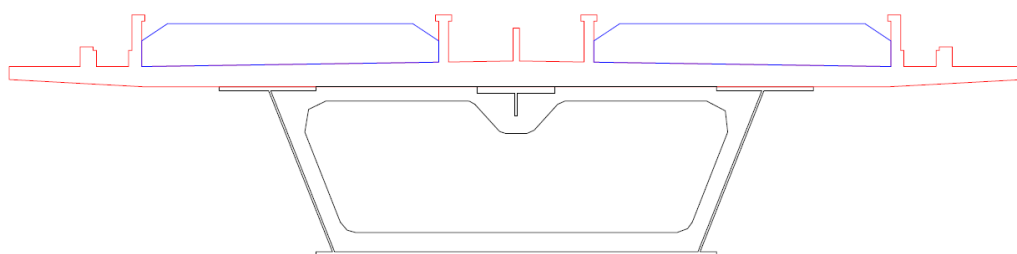


Fig. 59 – Secção nos apoio interior

Para a modelação do arco foram utilizadas 12 secções transversais, de acordo com as telas finais, figura 60. As características geométricas dos pendurais foram também estabelecidas de acordo com as dimensões apresentadas nas telas finais da obra, figura 61.

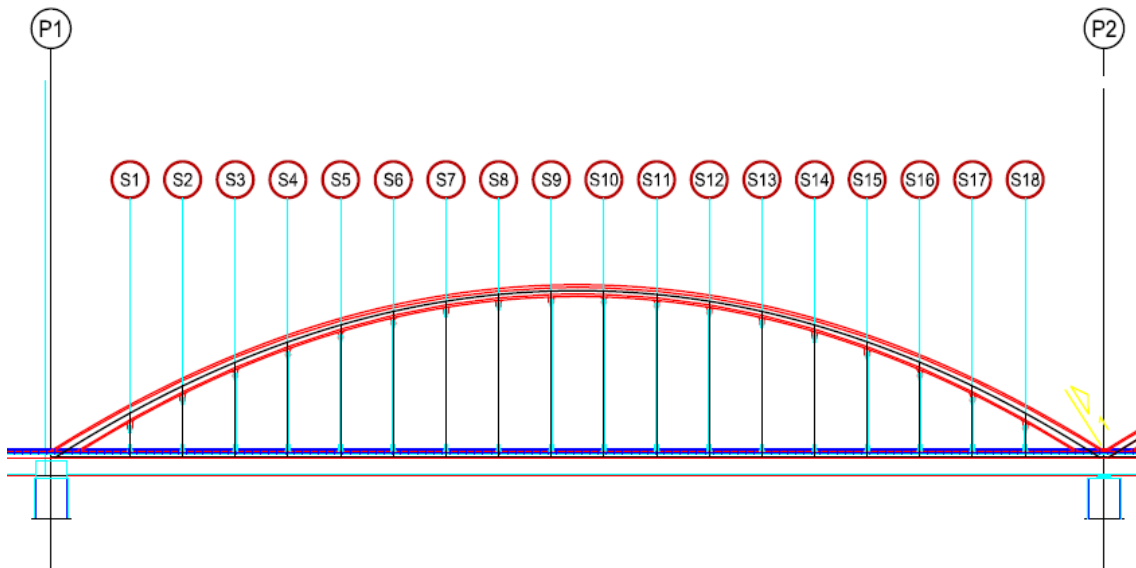


Fig. 60 - Localização dos pendurais

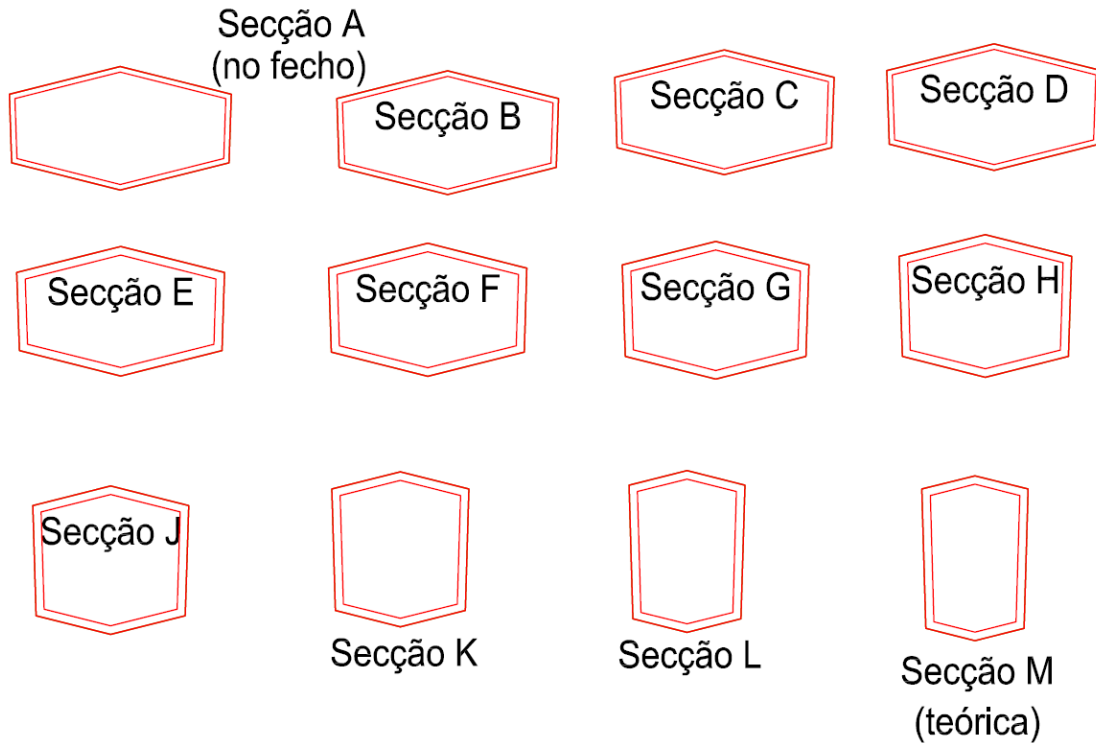


Fig. 61- Secções do arco

6.2.2. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS

6.2.2.1. FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

Apresentam-se as frequências naturais calculadas através do modelo, bem como o significado físico dos modos de vibração correspondentes.

Estes valores têm por base a massa da estrutura acrescida de uma restante carga permanente de 174kN/m descrita nas telas finais [30].

Quadro 9 - Frequências naturais e significado físico dos modos de vibração correspondentes

Frequência f (Hz)	Tipo de modo de vibração
1.25	1º Vertical
1.33	1º Torção
2.69	2º Vertical
6.45	2º Torção

Podem observar-se as configurações obtidas para os primeiros modos de vibração globais do tabuleiro, figuras 62-65.

A identificação da direção dos modos de vibração foi efetuada atendendo ao fator de participação de massa.

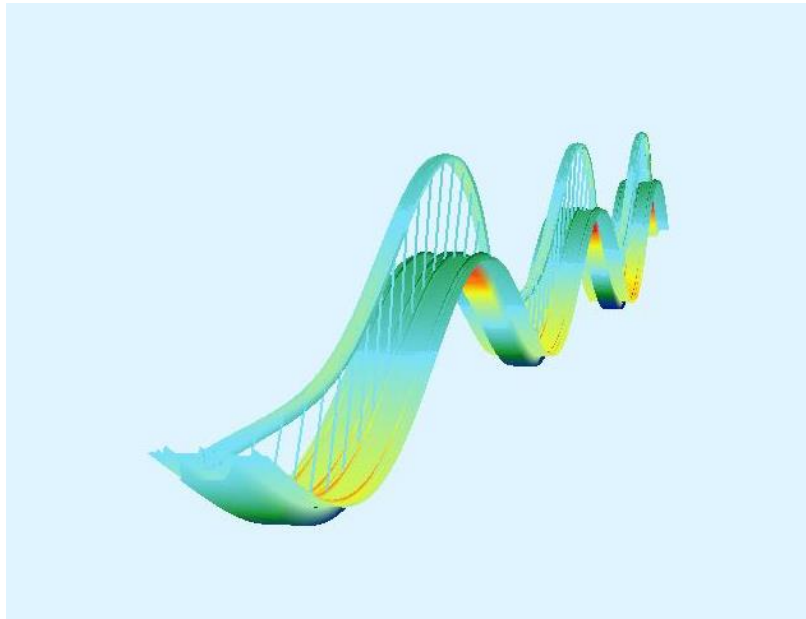


Fig. 62 - 1º Modo Vertical

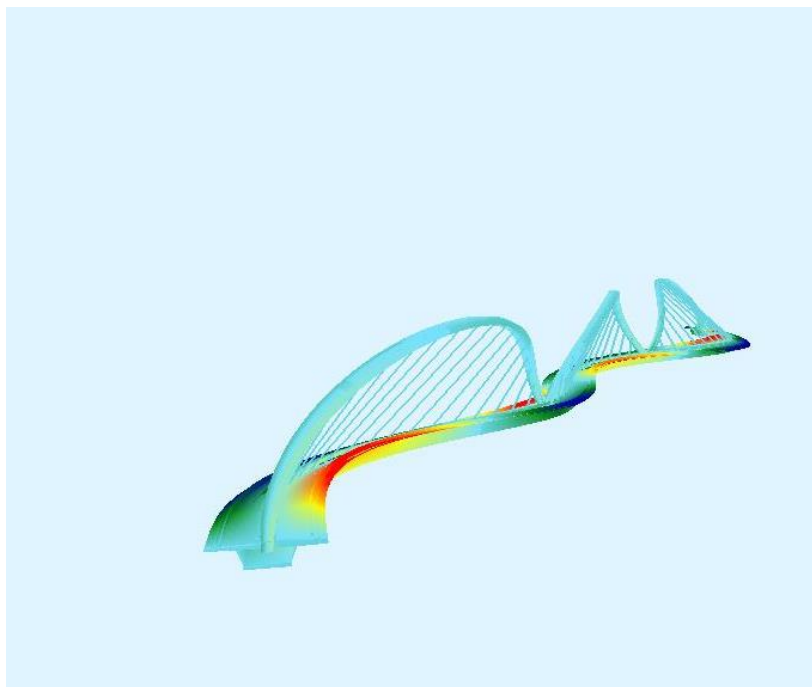


Fig. 63 - 1º Modo Flexão no plano xy

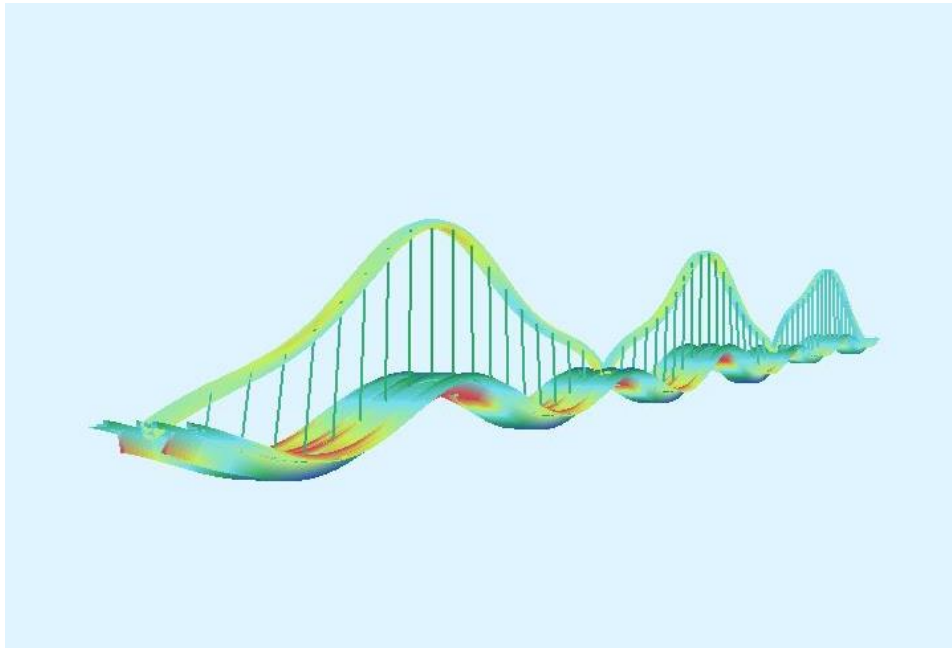


Fig. 64 - 2º Modo vertical

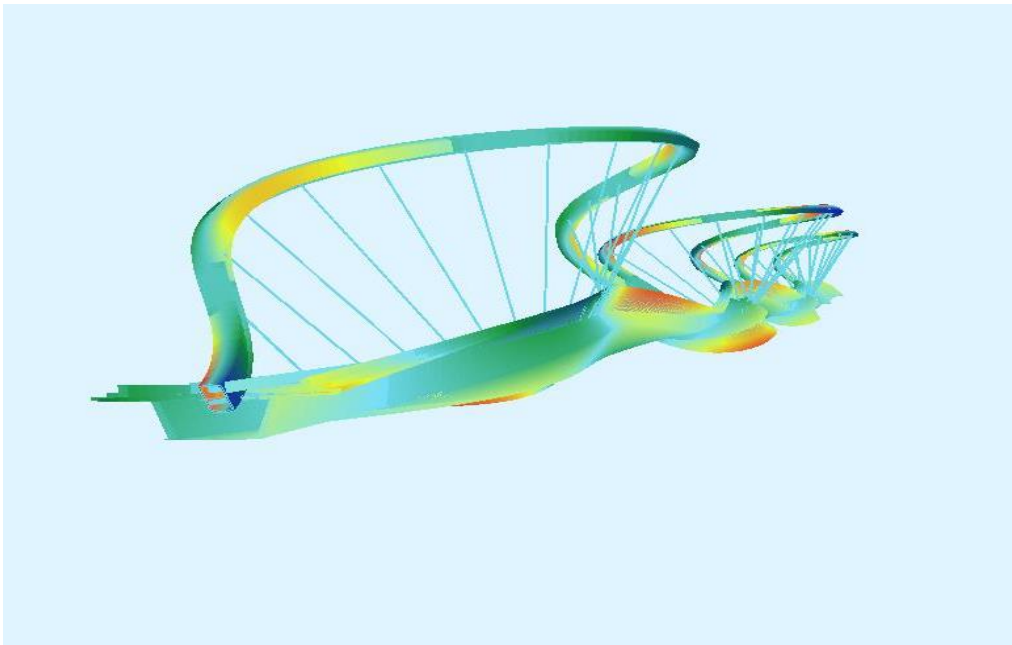


Fig. 65 - 1º Modo de Torção

6.2.2.2. AMORTECIMENTO

No caso de pontes mistas, com vãos superiores a 20 m, o coeficiente de amortecimento a adotar nas análises dinâmicas é, de acordo com a EN1991-2, igual a 0,5 % (ver secção 2.2.2.3.3).

Nas análises dinâmicas efetuadas através do método da Sobreposição Modal, o coeficiente de amortecimento foi considerado igual a 0,5 % para todos os modos incluídos na resposta.

6.2.3. ANÁLISE ESTÁTICA

A avaliação da resposta estrutural da ponte, que será apresentada, envolve a quantificação de determinadas grandezas e a sua comparação com determinados valores limites especificados regulamentarmente. Os valores destas grandezas deverão ser determinados para a atuação individual ou combinada de determinadas ações (permanentes ou variáveis) aplicadas de forma estática à estrutura. Os resultados referentes a essas grandezas são apresentados na presente secção.

6.2.3.1. AÇÕES PERMANENTES

Relativamente às ações permanentes na Quadro 10 apresentam-se os valores do deslocamento vertical (uz) a 1/3 do vão do tabuleiro sob o eixo da viga

Quadro 10 - Resultados relativos às ações permanentes

Grandeza	Ponto	Valor
uz (mm)	1/3 Vão 1º tramo	128,7
uz (mm)	1/3 Vão 2º tramo	126,7
uz (mm)	1/3 Vão 3º tramo	128,7

6.2.3.2. AÇÕES VARIÁVEIS

6.2.3.2.1. AÇÕES ESPECÍFICAS DO TRÁFEGO FERROVIÁRIO

a. Sobrecarga

Nos seguintes Quadros indicam-se os valores máximos resultantes da atuação do modelo de cargas LM 71 e LM SW/0. Os valores indicados não se encontram majorados pelo coeficiente dinâmico.

Quadro 11 - Resultados para o modelo de cargas LM71

Grandeza	Ponto	Valor
$u_z(\text{mm})$	1/3 Vão	62,1

Quadro 12 - Resultados para o modelo de cargas LM SW/0

Grandeza	Ponto	Valor
$u_z(\text{mm})$	1/3 Vão	60,4

b. Frenagem

De acordo com a EN1991-2, esta ação para estruturas com comprimentos superiores a 300 m, deverá ser feito um estudo específico para a mesma, logo e por não ser objetivo desta dissertação este estudo, não foi considerada a atuação desta ação.

c. Lacete

De acordo com a EN1991-2, esta ação deverá ser representada por uma força transversal aplicada no topo do carril, carril este que não foi modelado dado que seria necessário a modelação da ligação via-estrutura, logo e por não ser objetivo desta dissertação este estudo, não foi considerada a atuação desta ação.

6.2.3.3. AÇÃO DO VENTO

Esta ação não foi quantificada no âmbito desta dissertação dado que apenas foram avaliados os deslocamentos verticais e acelerações do tabuleiro.

6.2.3.3.1. AÇÃO VARIAÇÃO DA TEMPERATURA

A ação da temperatura foi determinada a partir das indicações fornecidas pela prEN1991-1-5 (2002), tendo sido admitida a possibilidade de atuação de um diferencial térmico segundo um plano longitudinal. Os valores das grandezas obtidos para esta ação estão indicados na Quadro 13.

Quadro 13 - Resultados para a ação variação da temperatura

Grandeza	Ponto	Valor
$u_z(\text{mm})$	1/3 Vão	0,00

6.2.4. ANÁLISE DINÂMICA

6.2.4.1. JUSTIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA

A necessidade de realização de uma análise dinâmica da ponte para a avaliação dos efeitos dinâmicos deverá ser confirmada recorrendo-se ao fluxograma apresentado na EN1991-2 (ver secção 2.2.2.2), e que é justificado atendendo a que:

- A velocidade máxima no local da ponte foi considerada com um valor de 350 km/h, logo superior a 200 km/h;
- Devido à continuidade da estrutura, esta não é simples, logo entramos no campo da necessidade de análise dinâmica.

6.2.4.2. CENÁRIOS DE ANÁLISE

As análises dinâmicas foram efetuadas para a passagem:

- a. Dos comboios de alta velocidade IC, ICT2, ICE2, AVE, EUROSTAR, TGV, TALGO, THALYS, ETR-Y, e VIRGIN;
- b. Dos dez comboios (A1 a A10) que constituem o HSLM-A. Foram consideradas velocidades no intervalo 140 km/h a 420 km/h (1,2 x 350 km/h).

O método selecionado para a realização das análises foi o método da sobreposição modal. O incremento de tempo Δt foi tomado igual a 0,0050 s.

As variáveis de controlo da resposta foram o deslocamento e aceleração verticais a 1/3 vão sob o eixo da viga em cada um dos tramos.

6.2.5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE

Nesta secção a resposta da ponte é avaliada de uma forma simplificada, do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros, tendo por base os critérios estabelecidos na EN1991-2 e na EN1990-prAnnexA2 (ver 2.5.2).

6.2.5.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL

Com base nos resultados da análise dinâmica, figuras 66-71, para os comboios reais e HSLM, foram determinadas as amplificações dinâmicas por intermédio da relação $\phi'_{dyn} = S_{dyn}/S_{sta}$, na qual S_{dyn} é o valor máximo da resposta dinâmica e S_{sta} o valor máximo da resposta estática.

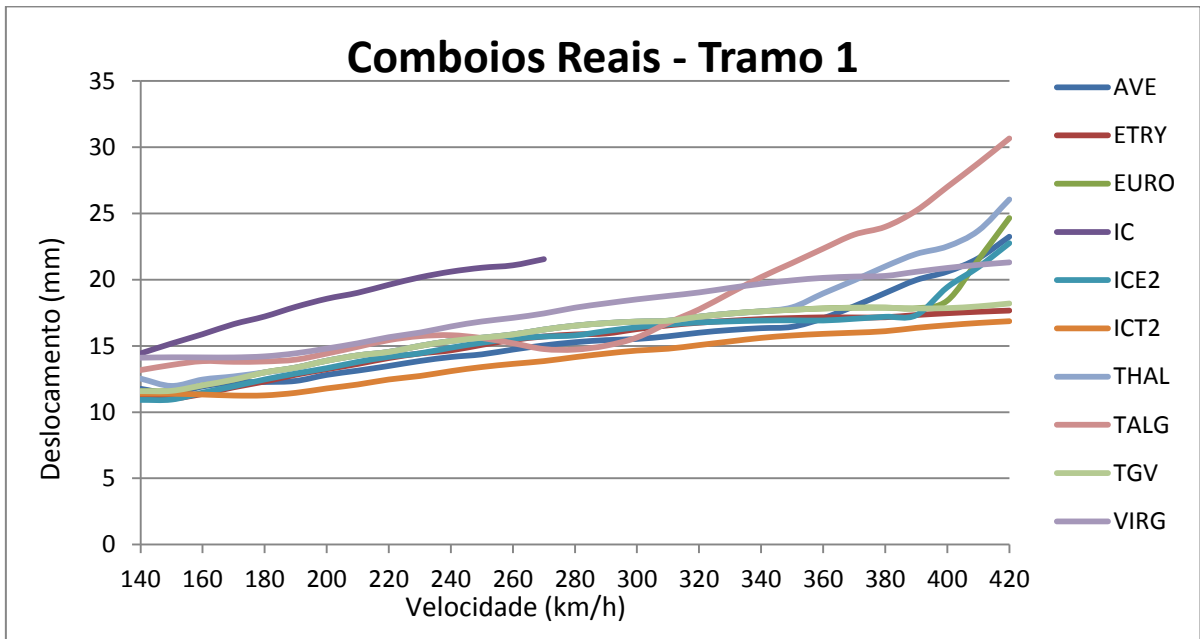


Fig. 66 – Deslocamento vertical comboios reais 1º tramo

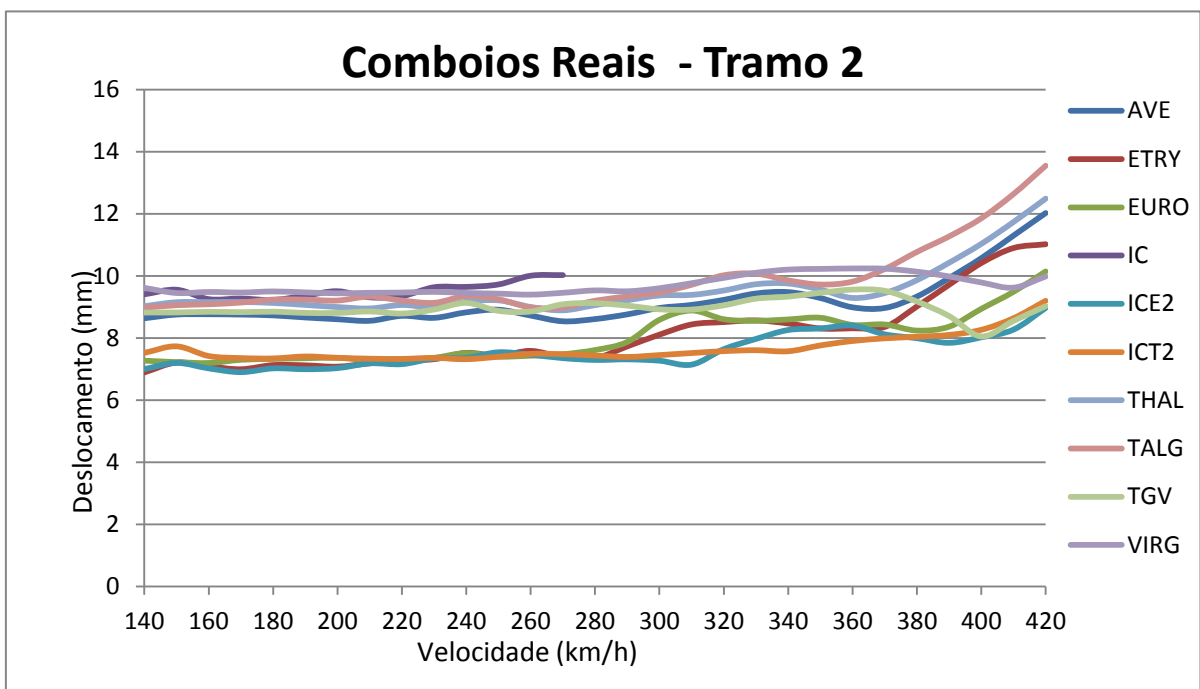


Fig. 67 – Deslocamento vertical comboios reais 2º tramo

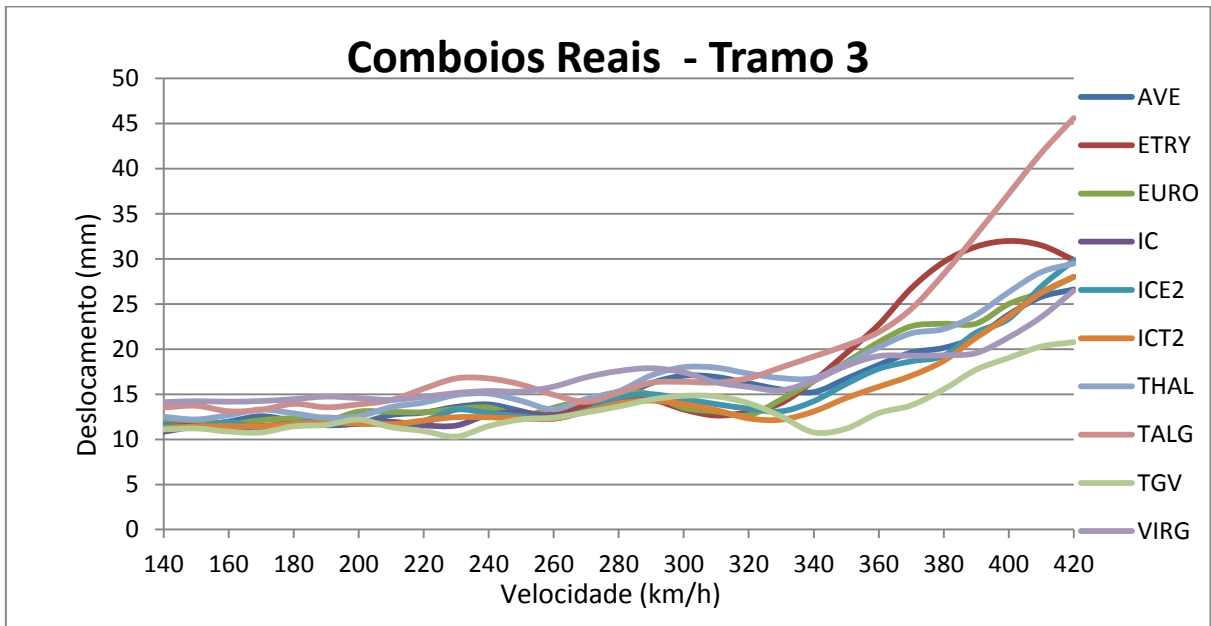


Fig. 68 - Deslocamento vertical comboios reais 3º tramo

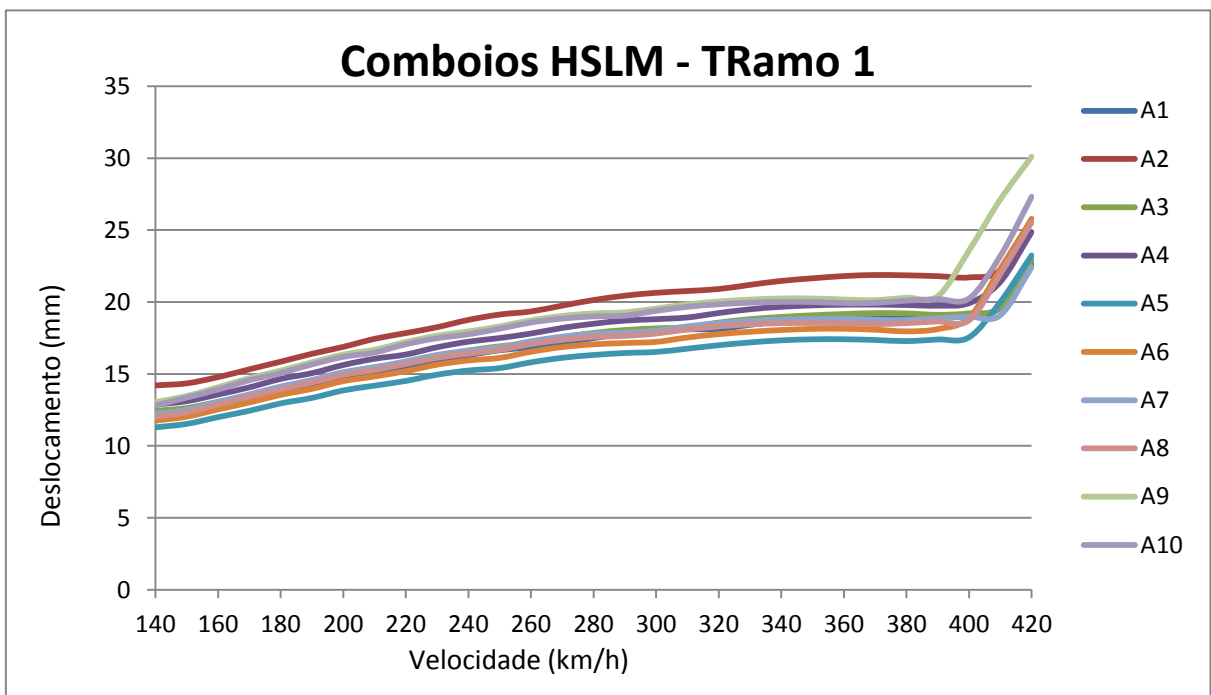


Fig. 69 - Deslocamento vertical comboios HSLM 1º tramo

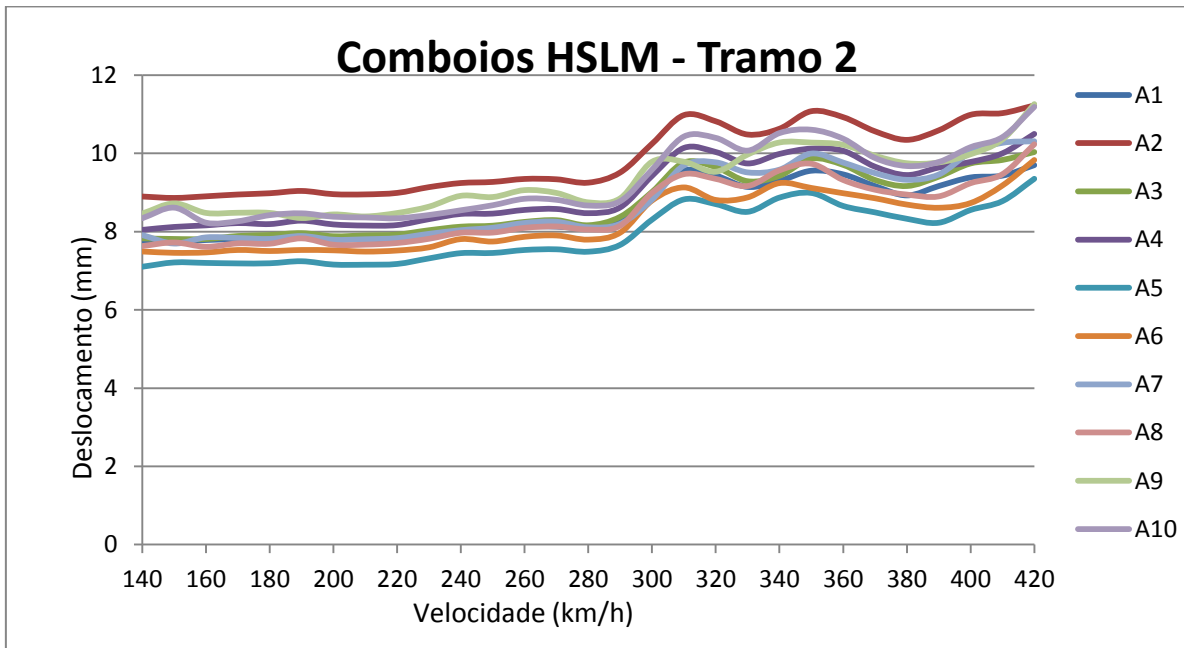


Fig. 70 - Deslocamento vertical comboios HSLM 2º tramo

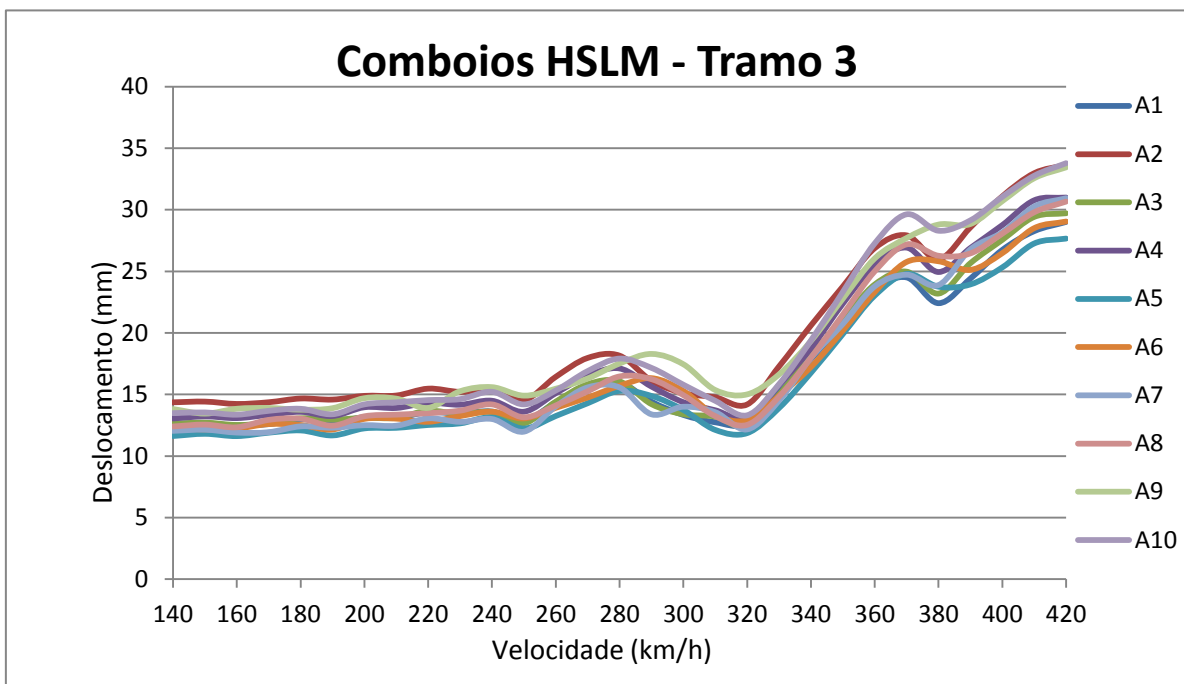


Fig. 71 - Deslocamento vertical comboios HSLM 3º tramo

Os valores obtidos através da análise dinâmica foram de seguida corrigidos para ter em conta as irregularidades da via por intermédio da relação $(1 + \varphi'_{\text{dyn}} + 0.5\varphi'')$ $\times S_{\text{sta}}$, correspondendo $0.5\varphi''$ à amplificação dinâmica, considerada para uma via com um estado de manutenção cuidado. O coeficiente será adiante designado por $(1 + \varphi'_{\text{dyn}})$.

Os resultados corrigidos relativos a cada grandeza foram de seguida comparados com:

- Valor resultante da aplicação do modelo de cargas LM71 majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico);
- Para os comboios reais, os valores resultantes da multiplicação da resposta estática máxima pelos coeficientes de amplificação dinâmica fornecidos pela EN1991-2.

Relativamente ao modelo de cargas LM71, admitindo a via com um estado de manutenção cuidado, o coeficiente a adotar é o φ_2 . Para os elementos estruturais das vigas contínuas, L_Φ corresponde ao vão do tabuleiro multiplicado por $K=1.3$, ou seja $L_\Phi = 208$ m, pelo que $\varphi_2 = 0,92$, sendo que $1,00 \leq \varphi_2 \leq 1,67$, temos $\varphi_2 = 1,00$.

No que diz respeito aos coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais definidos na EN1991-2 (ver secção 2.5.2) recorde-se que apenas são aplicáveis para $v < 200$ km/h e quando a frequência fundamental do tabuleiro se encontra dentro de determinados limites (Figura 2.4), pelo que não serão tidos em conta nesta análise.

A comparação entre os resultados provenientes dos dois cenários apresentados é realizada em termos do deslocamento vertical no tramo mais desfavorável, obtidas para a passagem dos comboios reais, em função da velocidade.

A visualização dos resultados expressos nas figuras revela que:

- a. Os resultados obtidos através da multiplicação da resposta estática máxima pelo coeficiente de amplificação dinâmica $(1 + \varphi'_{\text{dyn}})$ são inferiores aos obtidos através de uma análise dinâmica;
- b. Os resultados obtidos por aplicação do modelo de cargas LM71, majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico Φ , são sempre superiores aos resultados correspondentes às restantes situações analisadas.

Na quadro 14 e 15 realiza-se uma comparação para os comboios reais e HSLM, dos valores do deslocamento vertical a $1/3$ do vão do tramo mais desfavorável, considerando cada uma das duas situações referidas, e tomando em conta para cada comboio apenas a velocidade para a qual os efeitos dinâmicos foram mais significativos.

Quadro 14 - Comparação dos resultados relativos ao deslocamento vertical, para as duas situações analisadas

	$u_z - 1/3 \text{ Vão (mm)}$		
	Ssta	$(1 + \varphi'_{\text{dyn}}) \times S_{\text{sta}}$	$\varphi_2 \times \text{LM71}$
EUROSTAR	12,4	27,7	62,1
TGV	12,4	39,54	62,1
THALYS	12,4	29,4	62,1
TALGO	13,2	25,5	62,1
ICE2	11,8	25,2	62,1
VIRGIN	14,8	35,4	62,1
AVE	11,5	26,3	62,1
ETRY	11,9	30,7	62,1
ICT2	11,6	27,8	62,1
IC	15,8	27,5	62,1

Quadro 15 - Comparação dos resultados relativos ao deslocamento vertical, para as duas situações analisadas

	uz – 1/3 Vão (mm)		
	S sta	$(1 + \varphi'_{dyn}) \times S_{sta}$	$\varphi_2 \times LM71$
A1	16,3	28,0	62,1
A2	19,2	33,5	62,1
A3	17,2	30,1	62,1
A4	18,2	31,9	62,1
A5	16,3	27,7	62,1
A6	17,2	28,7	62,1
A7	18,2	32,9	62,1
A8	18,2	31,1	62,1
A9	20,1	33,5	62,1
A10	20,1	34,9	62,1

A observação dos quadros permite constatar que, os resultados obtidos por aplicação do modelo de cargas LM71 majorados pelo respetivo coeficiente dinâmico Φ ultrapassaram os resultados obtidos por intermédio de uma análise dinâmica para as velocidades de ressonância.

Os resultados provenientes da multiplicação da resposta estática máxima pelo coeficiente de amplificação dinâmica $(1 + \varphi'_{dyn})$ são também superiores aos obtidos através de uma análise dinâmica.

6.2.5.2. SEGURANÇA DA VIA

Nesta secção a resposta da ponte é avaliada do ponto de vista da segurança da via, o que envolve a verificação de estados limite relacionados com:

- a. Aceleração vertical do tabuleiro;
- b. Deformação vertical do tabuleiro.

a. Aceleração vertical do tabuleiro

De acordo com a EN1990-prAnnexA2 a aceleração vertical do tabuleiro, no caso de pontes balastradas, não deverá exceder 3.5 m/s^2 (0,35g) (2.5.3.1).

Verificou-se que o limite nunca foi excedido para as diversas velocidades, como ilustrado nas figuras 72-77.

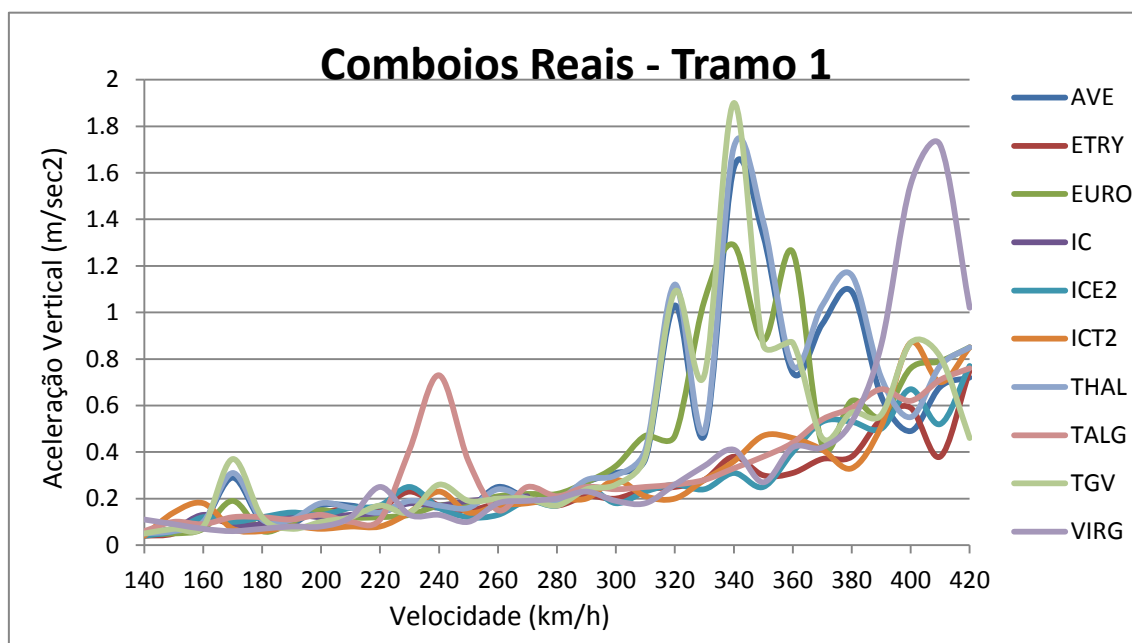


Fig. 72 - Aceleração vertical comboios reais 1º tramo

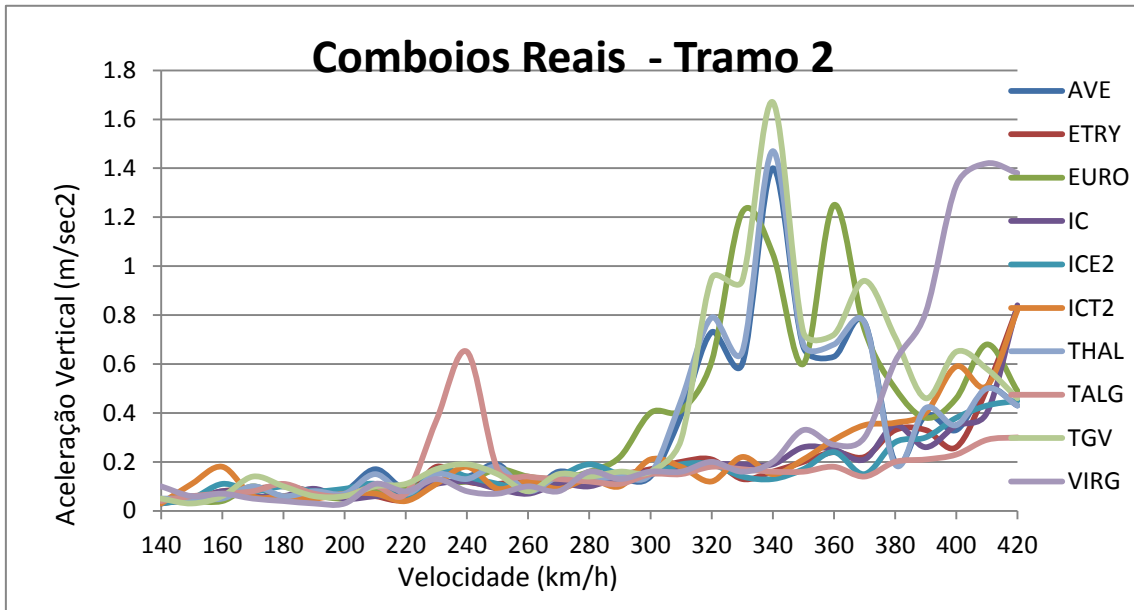


Fig. 73 - Aceleração vertical comboios reais 2º tramo

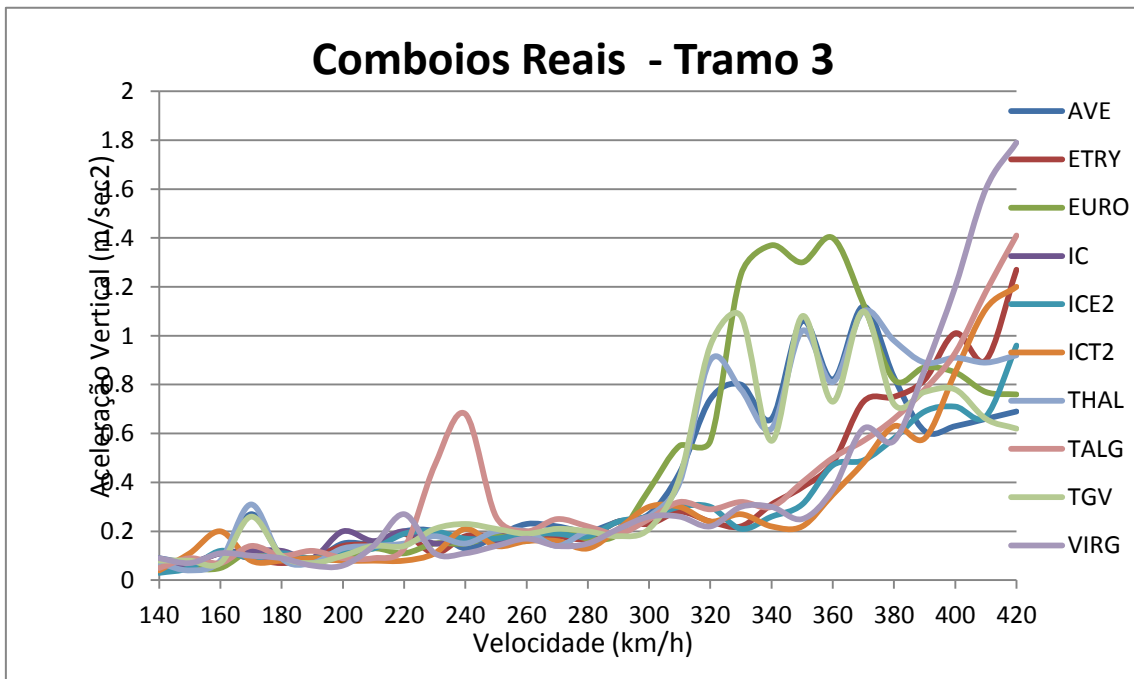


Fig. 74 - Aceleração vertical comboios reais 3º tramo

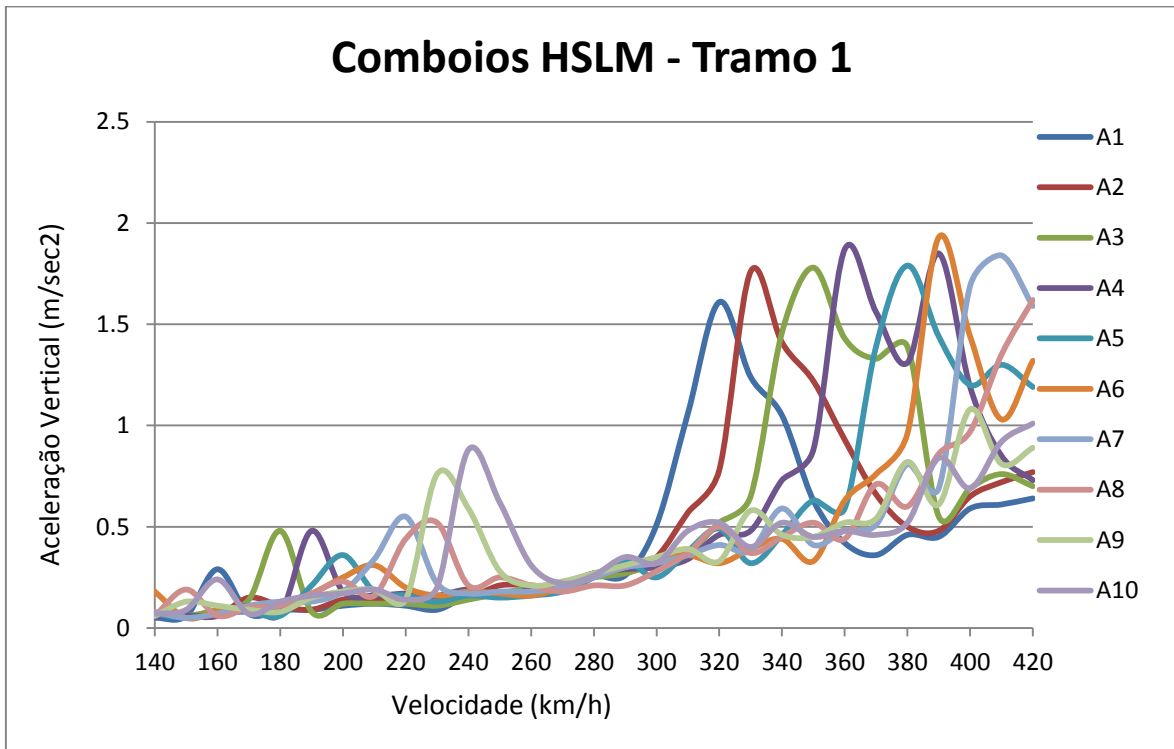


Fig. 75 - Aceleração vertical comboios HSLM 1º tramo

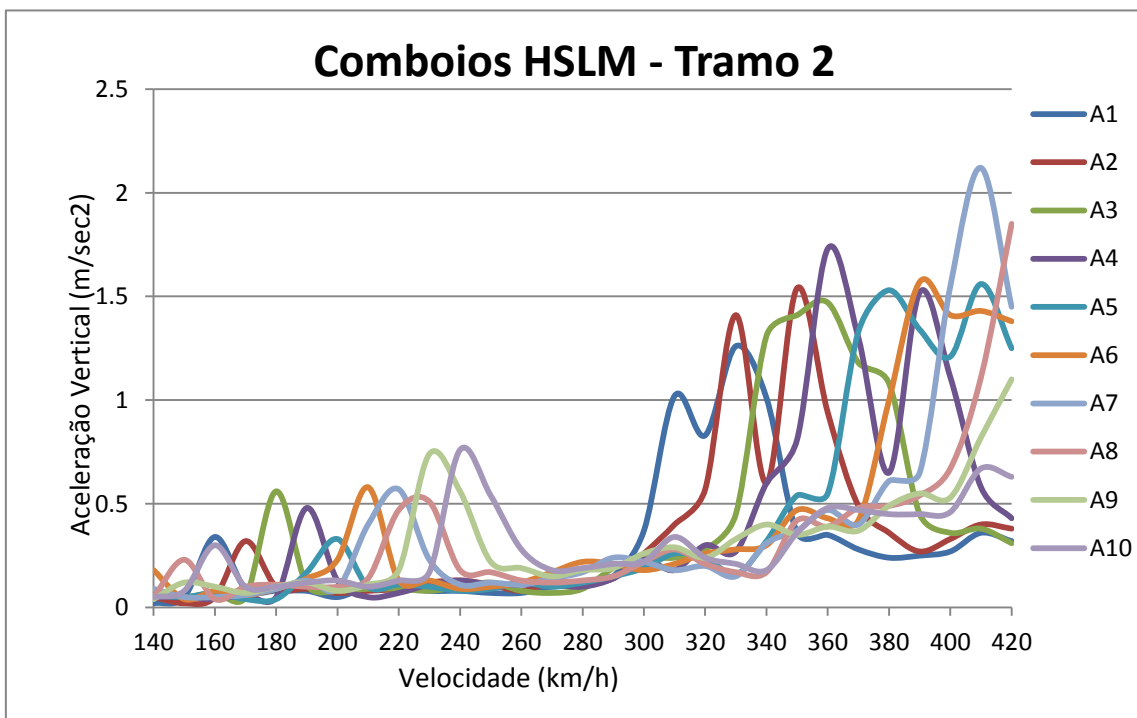


Fig. 76 - Aceleração vertical comboios HSLM 2º tramo

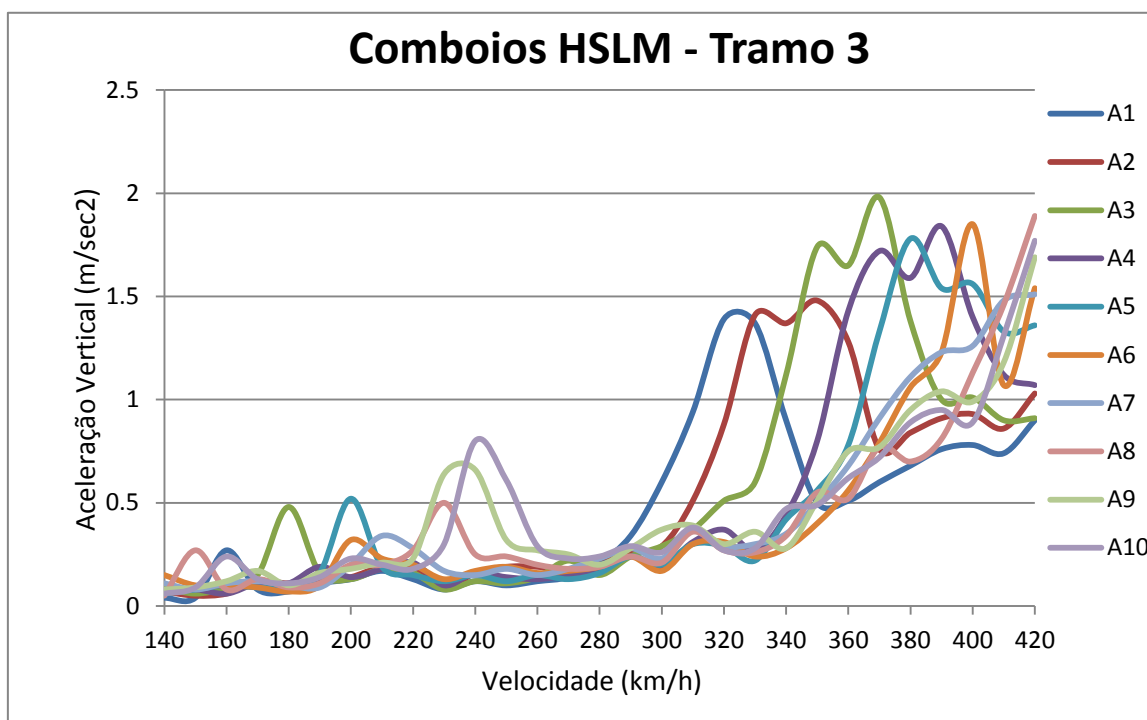


Fig. 77 - Aceleração vertical comboios HSLM 3º tramo

As acelerações verticais máximas registadas são da ordem dos 2.12 m/s^2 , para os HSLM, e da ordem dos 1.90 m/s^2 , para os comboios reais.

b. Deformação vertical do tabuleiro

O deslocamento vertical máximo da via devido ao modelo LM71 não deverá exceder $L / 600 = 266,7 \text{ mm}$. O valor máximo registado foi de $190,8 \text{ mm}$ ($128,7 + 62,1 \text{ mm}$) a $1/3$ do vão do 1º tramo, valor inferior ao limite regulamentar.

No que se refere à limitação das rotações do tabuleiro, não são explicitados limites para esta grandeza na EN1991-2. Atendendo a que a principal consequência de uma rotação excessiva do tabuleiro é a ocorrência de tensões excessivas nos carris, a EN1991-2 especifica uma verificação direta dessas tensões, o que obrigaria ao desenvolvimento de modelações do sistema via-estrutura, fora do âmbito da presente dissertação, pelo que não se apresentam verificações relativas a este estado limite.

6.2.5.3. CONFORTO DOS PASSAGEIROS

De acordo com a EN1991-2, esta ação para estruturas com comprimentos superiores a 120 m, apenas poderá ser avaliado mediante um estudo tendo em conta a interação ponte-veículo, logo e por não ser objetivo desta dissertação este estudo, a mesma não foi realizada.

Esta avaliação para estruturas até 120 m de vão poderia ser feita através de duas metodologias distintas:

- a. Com base nos registos de acelerações nas carruagens dos comboios reais, obtidas através de uma análise dinâmica com interação ponte-comboio;
- b. Com base na metodologia simplificada preconizada na EN1990-prAnnexA2.

6.2.5.3.1. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

A EN1990-prAnnexA2 fixa limites para o valor de pico da aceleração vertical no interior das carruagens (δ') iguais a 1,0 m/s², 1,3 m/s² e 2,0 m/s² em correspondência com três níveis de conforto dos passageiros: muito bom, bom e aceitável. Estes limites poderão ser utilizados numa avaliação do conforto dos passageiros, em que as acelerações nas carruagens são obtidas a partir da realização de análises dinâmicas considerando a interação ponte-comboio.

Os pontos a serem escolhidos para a obtenção dos registos de aceleração em cada carruagem deveriam ser pontos das caixas dos veículos sobre as suspensões secundárias. Estes pontos parecem os mais adequados para a avaliação do conforto dos passageiros, visto na maioria dos comboios o espaço destinado aos lugares de passageiros situarem-se entre os dois grupos de eixos das carruagens, sendo as extremidades normalmente destinadas a zonas técnicas, logo com menores exigências em termos de conforto.

6.2.5.3.2. ANÁLISE SIMPLIFICADA

A avaliação do conforto dos passageiros pode ser efetuada de uma forma simplificada comparando a relação, L/δ em que L é o vão e δ é o valor máximo do deslocamento vertical do tabuleiro, sob o eixo da via carregada, para o modelo de cargas LM71 majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico Φ , com limites para esta relação indicados na EN1990-prAnnexA2 (ver 2.5.4).

7. CONCLUSÕES

No trabalho apresentado, foi desenvolvida uma investigação sobre o estado atual da arte no que respeita ao estudo do comportamento dinâmico de pontes e viadutos para linhas de alta velocidade. O estudo teve como objetivo conhecer e aprofundar o conhecimento do autor sobre o comportamento dinâmico de pontes sob ação de tráfego ferroviário de alta velocidade.

Com esse objetivo procedeu-se à implementação de um modelo estrutural, tendo em vista a avaliação dos efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário de alta velocidade, que tendem a aumentar consideravelmente para velocidades superiores a 200 km/h.

Inicialmente foi feita uma caracterização geral por tipologias construtivas de pontes em linhas de alta velocidade utilizadas na Europa, esta identificou que no caso Alemão, é evidente a tendência para as construções em betão armado com vigas caixão e via não balastrada. Em Espanha e Itália a preferência recai sobre o betão armado pré-esforçado em diferentes tipos de aplicações. Por sua vez em França generalizou-se a utilização de tabuleiros mistos.

O trabalho de compilação dos principais aspetos regulamentares respeitantes à conceção de pontes ferroviárias foi feito à luz das Normas Europeias, a EN1991-2 (2003) e a EN1990-AnnexA2 (2005). Nestas são definidos modelos e metodologias de análise para o estudo do comportamento estrutural das pontes. Estas análises poderão ser feitas de forma estática e posteriormente majoradas por fatores característicos que adicionam os efeitos dinâmicos da passagem do veículo sobre a estrutura à resposta estática da mesma ou em alternativa a execução de análises dinâmicas. No caso de pontes situadas em linhas cujo dimensionamento deva atender às especificações de interoperabilidade, as análises dinâmicas deverão ser realizadas atendendo a modelos específicos, os designados High Speed Load Model (HSLM).

Na EN1991-2 e EN1990-prAnnexA2 são indicadas as verificações de segurança a efetuar, relacionadas com critérios relacionados com a segurança estrutural, com a segurança da via, envolvendo a verificação de estados limite relacionados com a aceleração vertical do tabuleiro, com o levantamento dos apoios, com a deformação vertical, longitudinal e transversal do tabuleiro, bem como do conforto dos passageiros.

As análises dinâmicas foram efetuadas para a passagem dos comboios reais em circulação na rede europeia de alta velocidade e dos comboios A1 a A10 do HSLM-A. Os resultados dessas análises foram avaliados do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros.

Em termos da segurança estrutural, verificou-se que os deslocamentos obtidos através das análises dinâmicas são inferiores aos obtidos pela aplicação do modelo de cargas LM71 majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico φ_2 .

Em relação à segurança da via, em termos do estado limite de aceleração vertical do tabuleiro, verificou-se que o limite de 3.5 m/s² nunca foi excedido.

No que diz respeito ao conforto dos passageiros, procedeu-se apenas à descrição da aplicação, dado que esta não poderá ser aplicada a estruturas de vão superior a 120 m, da sua avaliação com base na metodologia simplificada apresentada na EN1990-prAnnexA2.

Em suma, fica demonstrado pelo presente trabalho de investigação, que para os parâmetros estudados, a estrutura analisada é passível de utilização para comboios de alta velocidade.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] “HS2, <https://www.gov.uk/government/organisations/high-speed-two-limited>” [Acedido em 03 05 2014]. [Online].
- [2] E. C. f. Standardization, EN1990-A2. Eurocode: Basis of structural design - Annex A2: Applications for bridges, 2005.
- [3] E. C. f. Standardization, EN1991-2. Eurocode 1: Actions on structures - Part2: Traffic loads on bridges., 2003.
- [4] UIC, “HIGH SPEED LINES IN THE WORLD, <http://www.uic.org/highspeed#documents>” 2013, [Acedido em 03.05.2014].
- [5] E. Fortunato, Tese de Doutoramento. Renovação de Plataformas Ferroviárias, Estudos relativos à Capacidade de carga., 2005.
- [6] A. e. F. E. Paixão, ITC informação científica. Transportes –ITC XX. Novas Soluções de Superestrutura de Via para a alta velocidade, Comparação com a via balastrada tradicional, 2009.
- [7] C. Esveld, Modern Railway Track. MRT-Productions, 2001.
- [8] J. S. a. Waters, Track geotechnology and substructure management., Thomas Telford, 1994.
- [9] A. L. Pita, Infraestructuras Ferroviarias, EDICIONES UPC ,2006.
- [10] “Pandrol, <http://www.pandrol.co.za/html/fastclip.html>” [Acedido em 07 05 2014]. [Online].
- [11] “Rail Fastners, <http://www.railway-fasteners.com/rail-fasteners-system.html>” [Acedido em 07 05 2014]. [Online].
- [12] “Rail fastening systems for concrete sleepers, http://www.vossloh-fastening-systems.com/en/produkte_2010/betonschwellen/w_21_t/w_21_t.html” [Acedido em

07 05 2014]. [Online].

- [13] "www.acengenharia.com.br-," [Online]. [Acedido em 05 2014].
- [14] J. Manterola e A. Martinez-Cutilla, Prestressed concrete railway bridges. Workshop Bridges for high-speed railways FEUP, 2004.
- [15] Structurae. <http://structurae.net/> [Online]. [Acedido em 01 06 2014].
- [16] F. Millanes, J. Pascual, M. Alonso e M. Ortega, "Arroyo las Piedras" bridge: an innovative solution for high speed bridges. Symposium Structures for high-speed railways transportation, 2003.
- [17] Skyscrapercity. <http://www.skyscrapercity.com/> [Online]. [Acedido em 01 06 2014].
- [18] J. Sobrino, Design criteria and construction of 9 km-length of high-speed railway bridges in Spain. Symposium Structures for high-speed railways transportation, 2003.
- [19] W. Hoorpah, Steel for High Speed Railways Bridges in France - Conceptual Design, Materials, Fabrication and Construction. Symposium Structures for high-speed railways transportation, 2003.
- [20] Panoramio. <http://www.panoramio.com/> [Online]. [Acedido em 01 06 2014].
- [21] L. Evangelista e M. Vedova, The Italian high-speed network: design and construction of the reinforced concrete bridges. Workshop Bridges for high-speed railways FEUP, 2004.
- [22] Cambiamoarzano. <http://www.cambiamoarzano.com/> [Online]. [Acedido em 01 06 2014].
- [23] M. Petrangeli, The cable-stayed bridge over the Po river. Workshop Bridges for highspeed railways FEUP, 2004.
- [24] L. Fryba, Vibration of Solids and Structures under Moving Loads, Thomas Telford, 1999.

- [25] Y. Wu, Y. Yang e J. Yau, *Vehicle-bridge Interaction Dynamics: With Applications to High-speed Railways*, 2001.
- [26] E. R. R. Institute, "ERRI Specialists' Committee D214/RP 9 Final Report - Rail Bridges for Speeds > 200 km/h.," 2001.
- [27] UIC, "774-3R - "Track/Bridge interactions. Recommendations for calculations",," 2001.
- [28] C. -. E. C. f. Standardization, "EN1990-AnnexA2. Eurocode 0: Basis of structural design – Annex A2: Applications for bridges," 2005.
- [29] REFER, Variante de Alcácer, REFER, 2010.
- [30] REFER, *Telas Finais - Variante de Alcácer*.
- [31] L. Frýba, *A rough assessment of railway bridges for high speed trains*, 2001.
- [32] J. Alves, "Avaliação de Dimensionamento da Subestrutura Ferroviária de Linhas de Alta Velocidade," 2010.
- [33] UIC, "High speed around the world Maps," 2013.
- [34] E. C. f. Standardization, EN1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [35] V. Amaral, "Consideração dos efeitos dinâmicos no projecto de pontes em linhas ferroviárias de alta velocidade, dissertação de Mestrado em Engenharia Estruturas," IST, 2009.
- [36] "Skyscanner," <http://www.skyscanner.pt/> . [Acedido em 05 05 2014]. [Online].
- [37] "N.S. Hispeed," <https://www.nsinternational.nl/>. [Acedido em 05 05 2014]. [Online].
- [38] R. Calçada e R. Delgado, "Estudo do Comportamento Dinâmico da Ponte D. Luiz I sujeita à passagem do metro ligeiro do Porto," 1996.