

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE UMA PONTE FERROVIÁRIA METÁLICA

PEDRO MIGUEL PEREIRA MARTINS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Coorientadores: Doutor José António Fonseca de Oliveira Correia;
Doutor Pedro Aires Moreira Montenegro e Almeida

JUNHO DE 2020

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2019/2020

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020*.

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

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

Aos meus Pais, ao meu irmão e à Inês

“Cada sonho que você deixa pra trás, é um pedaço do seu futuro que deixa de existir.”

Steve Jobs

AGRADECIMENTOS

O terminar desta tarefa reflete o final de mais uma etapa da minha vida e como tal, não poderia deixar de agradecer a todas as pessoas que ao longo destes cinco anos ajudaram a tornar isso possível, nomeadamente:

- Ao Professor Doutor Rui Calçada, orientador da dissertação, pela forma como expôs e cativou a minha atenção para este tema;
- Ao Doutor Pedro Montenegro, pela total disponibilidade e empenho em ajudar em todos os aspetos, partilhando os seus vastos conhecimentos acerca da matéria, cativando desde logo o meu interesse pelo tema, mesmo em tempos de pandemia. Sem ele este trabalho não seria possível realizar da mesma forma;
- Ao Doutor José Correia, pela partilha de conhecimentos, nomeadamente sobre fadiga e pela cedência do software de cálculo de fadiga, fundamental na obtenção dos resultados deste trabalho;
- Ao Mestre António Moura, pela paciência e disponibilidade para ensinar a trabalhar com as ferramentas de cálculo utilizadas na dissertação;
- A todos os meus amigos, em especial aos que estiveram comigo ao longo deste último ano, por todos os momentos partilhados, tanto no “Aquário” a trabalhar, como em momentos de maior descontração, incentivando para a continuação e conclusão dos trabalhos;
- Um agradecimento especial à Inês, pela ajuda fundamental nesta fase final, pelas palavras de incentivo nos momentos em que estava mais em baixo, dando-me força e motivação para que tudo corresse da melhor maneira;
- A toda a minha família, em especial aos meus pais e irmão, por sempre me apoiarem e incentivaram ao longo desta caminhada e por contribuírem a ser pessoa em que me tornei.

O presente trabalho desenvolveu-se no âmbito do projeto IN2TRACK2, financiado pelo Programa-Quadro de Pesquisa e Desenvolvimento Tecnológico H2020 da União Europeia, ao abrigo do contrato nº 826255 e do projeto de investigação FiberBridge – Fatigue strengthening and assessment of railway metallic bridges using fiber-reinforced polymers (POCI-01-0145-FEDER-030103), cofinanciado pelo COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI), através do Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), e por fundos nacionais (PIDDAC) através da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT/MCTES).



RESUMO

As pontes ferroviárias metálicas são muito propícias ao aparecimento de fendas de fadiga, motivadas pela aplicação repetida de cargas provenientes dos vários eixos dos comboios. Esta solicitação repetitiva ao longo do tempo leva a uma acumulação de tensões, especialmente junto a detalhes de ligações metálicas, o que pode originar fendas.

O presente trabalho tem como foco principal a avaliação da resposta dinâmica de uma ponte ferroviária face a tráfego ferroviário de alta velocidade e respetiva análise à fadiga. O trabalho foi desenvolvido no âmbito do projeto europeu IN2TRACK2 e do projeto nacional de investigação FIBERBRIDGE.

Relativamente à primeira parte, foram realizadas análises dinâmicas de modo a simular o comportamento da ponte ferroviária metálica face à passagem de tráfego ferroviário. Com o intuito de analisar o comportamento da estrutura perante a solicitação de diferentes cenários de tráfego, foi avaliada a resposta da ponte a meio vão, em termos de deslocamentos e acelerações, considerando para isso a passagem de nove comboios europeus de alta velocidade e os modelos de comboios de alta velocidade HSLM da norma EN1991-2. Os veículos foram modelados sob a forma de conjunto de cargas móveis, onde cada carga simulava a carga por eixo de cada veículo. A resposta dinâmica da estrutura foi obtida através de uma ferramenta numérica baseada no método da sobreposição modal, que utiliza o programa de elementos finitos ANSYS® para extrair as quantidades modais do modelo e o programa Matlab® para resolver as equações de equilíbrio dinâmico. De forma a dar suporte aos resultados, foram também levadas a cabo análises de sensibilidade relacionadas com o número de modos de vibração que contribuem para a resposta e com a dimensão do incremento de tempo, com vista a avaliar a influência destes nos resultados finais.

Numa segunda fase do trabalho foi levada a cabo uma análise à fadiga de um pormenor crítico previamente identificado, recorrendo ao método da acumulação de dano (Lei de Palmgren-Miner) baseado em tensões *hot-spot*. Para a realização das análises foram considerados os cenários de tráfego de fadiga recomendados pela norma EN1991-2 e três cenários reais da ponte em análise, previamente definidos. Foram realizadas análises dinâmicas com o intuito de avaliar as tensões *hot-spot* instaladas no detalhe em análise, sendo depois convertidas em tensões de Von-Mises. Após a análise do dano foram avaliadas várias soluções de reforço da estrutura, considerando a aplicação de placas FRP (*Fyber Reinforced Polymers*) na zona do detalhe propenso à formação de fendas. De modo a considerar a contribuição do reforço na resposta da estrutura, foi realizada uma homogeneização de tensões, sendo a vida útil da estrutura estimada a partir do valor do dano acumulado.

PALAVRAS-CHAVE: PONTE FERROVIÁRIA METÁLICA, ANÁLISE DINÂMICA, FADIGA, CARGAS MÓVEIS, FRP.

ABSTRACT

Metal railway bridges are very conducive to the accumulation of fatigue damage, as well as the appearance of fatigue cracks, motivated by the repeated application of loads from the various axes of the trains. When this repeatedly happens over the time, metallic connections experience a lot of stress, causing cracks and fissures on the plates. The aim of this work is to evaluate the dynamic response of a railway bridge, in face of high-speed rail traffic and its fatigue analysis.

The work was developed within the scope of the European project IN2TRACK2 and the national research project FIBERBRIDGE.

In the first place, dynamic analysis was carried out with the purpose of simulating metallic railway bridge behaviour, as far as rail traffic is concerned. In order to analyse the behaviour of the structure towards different traffic scenarios, middle span bridge's response was evaluated, regarding displacements and accelerations, minding (for that purpose) the passage of nine European high-speed trains and the HSLM high-speed train models, norm/standard EN1991-2. The vehicles were modelled as a set of moving loads, where each load simulates the axle load of the respective vehicle. The structure dynamic response was achieved considering a numerical tool based on the modal superposition method, which uses the finite element program ANSYS® to extract the modal quantities from the model and the Matlab® program to solve the dynamic equilibrium equations. So as to support the results, sensitivity analysis was performed taking the number of vibration modes in account, which contribute to the response and the size of the time increase, to evaluate their influence on the final results.

In second place, a fatigue analysis of a previously identified critical detail was performed, using the damage accumulation method (Palmgren-Miner Law), based on hot-spot stresses. So that the analyses could have been accomplished, traffic scenarios recommended by the standard EN1991-2 were considered, as well as three real scenarios of the bridge under analysis, previously defined. Dynamic analysis was pulled off in an effort to evaluate the hot-spot stresses, installed in the detail under analysis, which have later been converted into Von-Mises stresses. After the damage analysis, several structural reinforcement solutions were taken in consideration, regarding the application of FRP plates (Fiber Reinforced Polymers) in the area of the detail prone to the formation of cracks. For to consider the contribution of the reinforcement in the structure response, a homogenization of stresses was put into practise and the useful life of the structure was estimated from the accumulated damage value.

KEYWORDS: METALLIC RAILWAY BRIDGE, DYNAMIC ANALYSIS, FATIGUE, MOVING LOADS, FRP.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
----------------------------	---

1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURAÇÃO DA TESE	2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
---------------------------------------	---

2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES FERROVIÁRIAS	3
2.2.1. MÉTODOS ANALÍTICOS	3
2.2.2. MÉTODOS SIMPLIFICADOS	4
2.2.2.1. Método da Decomposição da Excitação de Ressonância (DER)	4
2.2.2.2. Método da Linha de Influência Residual (LIR)	6
2.2.3. MÉTODOS EMPÍRICOS	8
2.2.4. MÉTODOS NUMÉRICOS	8
2.2.4.1. Método de cargas móveis	9
2.2.4.2. Métodos de interação ponte-comboio	10
2.3. ASPETOS REGULAMENTARES RELACIONADOS COM PONTES FERROVIÁRIAS	14
2.3.1. INTRODUÇÃO	14
2.3.2. EFEITOS DINÂMICOS DE ACORDO COM AS NORMAS EUROPEIAS	15
2.3.2.1. Coeficiente dinâmico	15
2.3.2.2. Fatores dinâmicos para comboios reais	15
2.3.2.3. Requisito para uma análise estática ou dinâmica	16
2.3.3. CRITÉRIOS NORMATIVOS BASEADOS NO CONTROLO DA DEFORMAÇÃO	17
2.3.3.1. Deformação vertical do tabuleiro	17
2.3.3.2. Deformação transversal do tabuleiro	18
2.3.3.3. Empeno do tabuleiro	18
2.3.3.4. Deslocamento vertical da superfície superior no final do tabuleiro	19

2.3.4. CRITÉRIOS NORMATIVOS BASEADOS NO CONTROLO DA DEFORMAÇÃO	20
2.3.4.1. Aceleração vertical do tabuleiro	20
2.3.4.2. Aceleração lateral do tabuleiro	21
2.4. ANÁLISE E VERIFICAÇÃO À FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS METÁLICAS	21
2.4.1. INTRODUÇÃO	21
2.4.2. FENÓMENO DA FADIGA.....	21
2.4.3. AVALIAÇÃO À FADIGA EM PONTES METÁLICAS EXISTENTES	21
2.4.4. PROCEDIMENTOS PARA A AVALIAÇÃO À FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS.....	23
2.4.4.1. Cargas e casos de carga padrão de fadiga	23
2.4.4.2. Tensões atuantes	26
2.4.4.3. Resistência à fadiga	27
2.4.5. METODOLOGIAS REGULAMENTARES PARA AVALIAÇÃO À FADIGA	28
2.4.5.1. Avaliação de tensões nominais	28
2.4.5.2. Avaliação de tensões <i>hot-spot</i>	29
2.4.5.3. Metodologias de avaliação do dano à fadiga	33
2.4.5. ABORDAGENS LOCAIS À FADIGA E MECÂNICA DA FRATURA	36
2.4.5.1. Abordagens locais	36
2.4.5.2. Mecânica da fratura	36
2.5. REFORÇO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS METÁLICOS COM PLACAS FRP	38
2.5.1. INTRODUÇÃO	38
2.5.2. INFLUÊNCIA DA APLICAÇÃO DE FRP'S EM ESTRUTURAS	38
2.5.3. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DE FRP'S EM ESTRUTURAS	41

3. METODOLOGIAS ADOTADAS PARA A ANÁLISE DINÂMICA E AVALIAÇÃO DA FADIGA.....

3.1. INTRODUÇÃO	45
3.2. ANÁLISE DINÂMICA	45
3.2.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO.....	45
3.2.2. APLICAÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS	46
3.2.3. RESOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DESLIGADAS	47
3.2.4. SOBREPOSIÇÃO MODAL	48
3.2.5. FERRAMENTA NUMÉRICA PARA RESOLUÇÃO DO PROBLEMA DINÂMICO	48
3.2.5.1. Funções Ansys® utilizadas	48

3.2.5.2. Funções Matlab® utilizadas	49
3.3. ANÁLISE À FADIGA	50
3.3.1. CÁLCULO DAS TENSÕES <i>HOT-SPOT</i>	50
3.3.2. CÁLCULO DAS TENSÕES VON-MISES	50
3.4. CÁLCULO DO DANO DE FADIGA	52
3.4.1. PARÂMETROS DE ENTRADA	52
3.4.2. INTRODUÇÃO DO HISTÓRICO DE TENSÕES	52
3.4.3. ALGORÍTMO DE CONTAGEM <i>RAINFLOW</i>	53
3.4.4. CÁLCULO DO DANO DE FADIGA	54

4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE EASTINGTON ROAD

4.1. INTRODUÇÃO	57
4.2. PONTE FERROVIÁRIA DE EASTINGTON ROAD	57
4.2.1. APRESENTAÇÃO DA PONTE	57
4.2.2. MODELAÇÃO DA PONTE	59
4.3. BASES PARA A ANÁLISE DINÂMICA	61
4.3.1. PARÂMETROS A ANALISAR	61
4.3.2. FAIXA DE VELOCIDADES	62
4.3.3. NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO	62
4.3.4. COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO	63
4.3.5. INCREMENTO DE TEMPO	63
4.3.6. CENÁRIOS DE TRÁFEGO	66
4.4. ANÁLISE DE ACELERAÇÕES	68
4.4.1. ACELERAÇÕES MÁXIMAS A MEIO VÃO PARA FREQUÊNCIAS DE ATÉ 30 Hz	68
4.4.2. ACELERAÇÕES MÁXIMAS A MEIO VÃO PARA FREQUÊNCIAS DE ATÉ 60 Hz	70
4.5. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS	71
4.5.1. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS A MEIO VÃO PARA FREQUÊNCIAS DE ATÉ 30 Hz	71
4.5.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS A MEIO VÃO PARA FREQUÊNCIAS DE ATÉ 60 Hz	72
4.6. EFEITOS DE RESSONÂNCIA	74
4.7. COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES RESSONANTES TEÓRICAS COM AS OBTIDAS NUMERICAMENTE	77
4.8. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS MODOS DE VIBRAÇÃO	77
4.8.1. CONTRIBUIÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO PARA O COMBOIO CONVENCIONAL VIRGIN	77

4.8.2. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA DA PONTE DEVIDO AO COMBOIO THALYS	79
4.8.3. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA DA PONTE DEVIDO AO COMBOIO TALGO	80
4.8.4. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA DA PONTE DEVIDO AO COMBOIO HSLM-A7.....	81

5. ANÁLISE À FADIGA DA PONTE FERROVIÁRIA DE EASTINGTON ROAD

83

5.1. INTRODUÇÃO

83

5.2. BASES PARA A ANÁLISE À FADIGA

83

5.2.1. PARÂMETROS A ANALISAR

83

5.2.2. CENÁRIOS DE TRÁFEGO

84

5.2.3. PARÂMETROS DAS ANÁLISES DINÂMICAS.....

86

5.2.6. CURVAS S-N

86

5.3. RESULTADOS DA ANÁLISE DE FADIGA

87

5.3.1. DANO DE FADIGA

87

5.3.2. VIDA ÚTIL DA PONTE FERROVIÁRIA EASTINGTON ROAD

91

5.3.3. APLICAÇÃO DE FRP NA PONTE EASTINGTON ROAD.....

94

6. CONCLUSÕES.....

101

6.1. CONCLUSÕES GERAIS.....

101

6.2. TRABALHOS FUTUROS.....

102

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

105

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Definição dos sub-modelos (Neves, 2010).	6
Fig. 2.2 - Distâncias (x_k) para determinação de $G(\lambda)$ (Barbero, 2001).	6
Fig. 2.3 - Modelo do comboio para ser usado numa análise com interação ponte-comboio (Goicolea et al., 2008).	10
Fig. 2.4 - Sistema de interação ponte-comboio: a) ilustração esquemática e b) diagrama de corpo livre (Neves et al., 2012).	13
Fig. 2.5 - Conceito par de contactos (adaptado de Neves et al. (2014)).	13
Fig. 2.6 - Forças externas aplicadas nos rodados (Shabana et al., 2001).	14
Fig. 2.7 - Modelo de cargas LM71 (EN1991-2, 2003).	15
Fig. 2.8 - Fluxograma para verificar necessidade de análise dinâmica (adaptado de EN1991-2 (2003)).	17
Fig. 2.9 - Deformação vertical do tabuleiro δ_v (Montenegro, 2015).	18
Fig. 2.10 - Deformação transversal do tabuleiro (δ_h) e variação angular das extremidades do tabuleiro (θ_h) (Montenegro, 2015).	18
Fig. 2.11 - Definição de empeno do tabuleiro (Montenegro, 2015).	19
Fig. 2.12 - Deslocamento vertical da superfície superior no final do tabuleiro (Montenegro, 2015).	20
Fig. 2.13 - Deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro δ_h : (a) apoio fixo e (b) apoio simples (Montenegro, 2015).	20
Fig. 2.14 - Procedimentos passo a passo para a avaliação à fadiga, adaptado de EUR23252 (2013).	22
Fig. 2.15 - Modelo de carga do comboio Tipo 1 (EN1991-2 (2003)).	23
Fig. 2.16 - Exemplo de tensão nominal (ESDEP, 1996).	26
Fig. 2.17 - Exemplo de tensão geométrica (ESDEP, 1996).	26
Fig. 2.18 - Tensões relevantes nas soldaduras de ângulo (EN1993-1-9, 2004).	27
Fig. 2.19 - Curvas de resistência à fadiga para gamas de tensão normal (EN1993-1-9, 2004).	27
Fig. 2.20 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões de corte (EN1993-1-9, 2004).	28
Fig. 2.21 - Pormenores construtivos e respetivas categorias de fadiga (EN1993-1-9, 2004).	29
Fig. 2.22 - Concentração de tensões no pé de um cordão de soldadura, adaptado de Hobbacher (2016).	29
Fig. 2.23 - Decomposição do estado de tensão (Hobbacher, 2016).	30
Fig. 2.24 - Tipos de <i>hot-spot</i> (adaptado de Hobbacher (2016)).	30
Fig. 2.25 - Malhas e caminhos de avaliação de tensão típicos para um detalhe soldado, adaptado de Hobbacher (2016).	31

Fig. 2.26 - Pontos de referência em diferentes tipos de malha, adaptado de Hobbacher (2016).	31
Fig. 2.27 - Categorias de resistência <i>hot-spot</i> à fadiga (adaptado de Hobbacher, 2016).	33
Fig. 2.28 - Verificação da segurança à fadiga pelo método das tensões equivalentes.	34
Fig. 2.29 - Processo de cálculo do dano estrutural adaptado de EN1993-1-9 (2004).	36
Fig. 2.30 - Chapa com fenda central (Branco et al., 1999).	38
Fig. 2.31 - Exemplos de detalhes estruturais (adaptado de Hu et al. (2017)).	39
Fig. 2.32 - Mecanismo do FRP a diminuir a tensão do aço sem fenda, adaptado de Hu et al. (2017). 40	
Fig. 2.33 - Mecanismo do FRP a diminuir a tensão do aço com fenda, adaptado de Hu et al. (2017). 41	
Fig. 2.34 - Vistas do reforço estrutural da ponte de Acton Bridge: a) Vista geral da ponte; b) Aplicação de FRP numa viga secundária (Moy e Bloodworth, 2007).	42
Fig. 2.35 - Adaptação sísmica de um pilar tubular de aço, Hanshin Bridge, Japão (Kitada et al., 2003).	42
Fig. 3.1 – Distribuição da carga em volta do nó solicitado (EN1991-2, 2003).	46
Fig. 3.2 – Características do modelo de elementos finitos: a) Tipo de elementos; b) Tipo de malha. . 50	
Fig. 3.3 - Excerto da folha de cálculo Excel® (2019) utilizada para a avaliação das tensões Von-Mises.	51
Fig. 3.4 – Exemplo de um histórico de tensões.	51
Fig. 3.5 – FDT: Interface com os parâmetros de entrada.	52
Fig. 3.6 – FDT: Interface com o histórico de tensões.	53
Fig. 3.7 - Histórico de tensões (EN1993-1-9, 2004).	53
Fig. 3.8 - Contagem de ciclos (EN1993-1-9, 2004).	53
Fig. 3.9 – FDT: Interface do algoritmo de contagem dos ciclos de tensão.	54
Fig. 3.10 - Espectro de intervalo de tensões (EN1993-1-9, 2004).	54
Fig. 3.11 - FDT: Interface cálculo do dano de fadiga.	55
Fig. 3.12 - FDT: Interface validação do dano de fadiga.	55
Fig. 4.1 - Vista geral da ponte ferroviária de Eastington Road (Rail, 2017).	58
Fig. 4.2 - Vista inferior do tabuleiro (Rail, 2017).	58
Fig. 4.3 - Vista superior do tabuleiro (Rail, 2017).	58
Fig. 4.4 - Fenda de fadiga na parte inferior do tabuleiro da ponte do rio Tone (Mohabeddine, 2019). 59	
Fig. 4.5 - Modelo numérico da ponte ferroviária Eastington Road desenvolvido em Robot® (Mendes, 2019).	59
Fig. 4.6 - Modelo numérico da ponte ferroviária Eastington Road desenvolvido em ANSYS® (2018). 60	
Fig. 4.7 - Modelo numérico do reforço da estrutura com FRP (ANSYS®, 2018).	61
Fig. 4.8 - Secção transversal do tabuleiro na zona dos aparelhos de apoio (dimensões em mm).	61
Fig. 4.9 - Secção transversal do tabuleiro na zona do meio vão (dimensões em mm).	61

Fig. 4.10 – Modos de vibração naturais da ponte ferroviária Eastington Road e respectivas frequências.	62
Fig. 4.11 – Acelerações máximas a meio vão, considerando $\Delta t = 0.5$ ms.	64
Fig. 4.12 - Acelerações máximas a meio vão, considerando $\Delta t = 1$ ms.	65
Fig. 4.13 - Acelerações máximas a meio vão, considerando $\Delta t = 2$ ms.	65
Fig. 4.14 - Modelo de carga dos comboios europeus.	66
Fig. 4.15 - Modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2, 2003).	67
Fig. 4.16 – Acelerações máximas a meio vão devido à passagem dos comboios reais.	69
Fig. 4.17 - Acelerações máximas a meio vão devido à passagem dos comboios HSLM-A.	69
Fig. 4.18 - Acelerações máximas a meio vão devido à passagem dos comboios reais.	70
Fig. 4.19 - Acelerações máximas a meio vão devido à passagem dos comboios HSLM-A.	70
Fig. 4.20 – Deslocamentos máximos a meio vão devido à passagem dos comboios reais.	71
Fig. 4.21 - Deslocamentos máximos a meio vão devido à passagem dos comboios HSLM-A.	72
Fig. 4.22 - Deslocamentos máximos a meio vão devido à passagem dos comboios reais.	73
Fig. 4.23 - Deslocamentos máximos a meio vão devido à passagem dos comboios HSLM-A.	73
Fig. 4.24 - Influência dos modos de vibração na análise das acelerações.	78
Fig. 4.25 - Influência dos modos de vibração na análise dos deslocamentos.	78
Fig. 4.26 - Influência dos modos de vibração na análise das acelerações.	79
Fig. 4.27 - Influência dos modos de vibração na análise dos deslocamentos.	79
Fig. 4.28 - Influência dos modos de vibração na análise das acelerações.	80
Fig. 4.29 - Influência dos modos de vibração na análise dos deslocamentos.	80
Fig. 4.30 - Influência dos modos de vibração na análise das acelerações.	81
Fig. 4.31 - Influência dos modos de vibração na análise dos deslocamentos.	81
Fig. 5.1 - Localização do pormenor analisado.	84
Fig. 5.2 – Pares de pontos <i>hot-spot</i> no detalhe crítico.	84
Fig. 5.3 – BR Class 221: a) Fotografia do comboio (Wikipédia, 2020); b) Modelo de carga do comboio.	85
Fig. 5.4 - Modelo de carga do comboio real de mercadorias da ponte de Eastington Road.	86
Fig. 5.5 - Pormenor construtivo (EN1993-1-9, 2004).	87
Fig. 5.6 - Pormenor construtivo considerando reforço com FRP.	87
Fig. 5.7 – Pormenor da carlinga analisado.	88
Fig. 5.8 - Histórico de tensões devido à passagem dos comboios: a) Tipo 1; b) Tipo 10 (EN1991-2, 2003).	89
Fig. 5.9 - Histórico de tensões derivado à passagem do comboio real de passageiros a: a) 100 km/h; b) 150 km/h.	90

Fig. 5.10 - Histórico de tensões derivado à passagem do comboio real de mercadorias a: a) 50 km/h; b) 100 km/h.	91
Fig. 5.11 - Dano obtido com cada tipo de comboio do cenário de tráfego padrão.	92
Fig. 5.12 - Dano obtido com cada tipo de comboio do cenário de tráfego pesado.	93
Fig. 5.13 - Dano obtido com cada tipo de comboio do cenário de tráfego leve.	93
Fig. 5.14 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário de tráfego padrão de EN1991-2 (2003).	95
Fig. 5.15 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário de tráfego pesado de EN1991-2 (2003).	95
Fig. 5.16 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário de tráfego leve de EN1991-2 (2003).	96
Fig. 5.17 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário 1 do tráfego real.	96
Fig. 5.18 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário 2 do tráfego real.	97
Fig. 5.19 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário 3 do tráfego real.	97
Fig. 5.20 - Variação da vida útil considerando o cenário de tráfego padrão.	98
Fig. 5.21 - Variação da vida útil considerando o cenário de tráfego pesado.	98
Fig. 5.22 - Variação da vida útil considerando o cenário de tráfego leve.	99
Fig. 5.23 - Variação da vida útil considerando o cenário 1 do tráfego real.	99
Fig. 5.24 - Variação da vida útil considerando o cenário 2 do tráfego real.	100
Fig. 5.25 - Variação da vida útil considerando o cenário 3 do tráfego real.	100

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Esquema da metodologia numérica com interação ponte-comboio (adaptado de Montenegro (2015)).....	12
Tabela 2.2 - Valores limite de projeto da variação angular e raios de curvatura (adaptado de EN1990 - A2 (2001)).....	18
Tabela 2.3 - Valores limite de projeto para o empeno do tabuleiro (Montenegro, 2015).	19
Tabela 2.4 - Comboios de fadiga padrão (EN1991-2 (2003)).....	24
Tabela 2.5 - Cenário de tráfego padrão com cargas $\leq 225\text{KN}$ por eixo (EN1991-2 (2003)).	25
Tabela 2.6 - Cenário de tráfego pesado com cargas de 225KN por eixo (EN1991-2 (2003)).....	25
Tabela 2.7 - Cenário de tráfego leve com cargas $\leq 225\text{kN}$ por eixo (EN1991-2 (2003)).	25
Tabela 3.1 – Avaliação das Quantidades Modais (adaptado de Boavida (2019)).....	49
Tabela 3.2 - Avaliação da Resposta da Estrutura, (adaptado de Boavida (2019)).	49
Tabela 4.1 - Frequências limite especificadas na norma EN1990-A2 (2001).	62
Tabela 4.2 - Valores de amortecimento a serem assumidos em fase de projeto (EN1991-2, 2003)...	63
Tabela 4.3 - Incremento de tempo recomendado (adaptado de ERRID21/RP9 (2001)).	63
Tabela 4.4 – Definição das características do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2, 2003).	68
Tabela 4.5 - Velocidades de ressonância teóricas para os comboios reais.	75
Tabela 4.6 - Velocidades de ressonância teóricas para os comboios normativos (EN1991-2, 2003).	76
Tabela 5.1 – Dano devido à solicitação do tráfego normativo.	88
Tabela 5.2 – Dano devido à solicitação do tráfego real.	88
Tabela 5.3 - Vida útil (anos) considerando o cenário de tráfego padrão da norma EN1991-2 (2003).	92
Tabela 5.4 - Vida útil (anos) considerando o cenário de tráfego pesado da norma EN1991-2 (2003).	92
Tabela 5.5 - Vida útil (anos) considerando o cenário de tráfego leve da norma EN1991-2 (2003).	93
Tabela 5.6 - Vida útil (anos) considerando o cenário 1 do tráfego real.	94
Tabela 5.7 - Vida útil (anos) considerando o cenário 2 do tráfego real.	94
Tabela 5.8 - Vida útil (anos) considerando o cenário 3 do tráfego real.	94
Tabela 5.9 - Vida útil (anos) da estrutura considerando os cenários de tráfego da norma EN1991-2 (2003).	95
Tabela 5.10 - Vida útil (anos) da estrutura considerando os cenários de tráfego real.	96

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Após a revolução industrial do século XIX, o ferro passou a ter muita importância nas novas construções, sendo muitas delas construídas na totalidade por este material ou, mais tarde, por aço. Muitas pontes ferroviárias metálicas existentes foram construídas logo após o período da revolução, estando muitas delas ainda em funcionamento, com a sua utilização ajustada ao estado da estrutura e outras consideradas património histórico.

A relevância dos transportes ferroviários tem vindo a aumentar com o tempo, muito pelas suas vantagens quando comparados com outros tipos de transporte, como rodoviários ou até mesmo aéreos. As vantagens, como custos mais baixos, menor consumo de energia e menor número de incidentes e acidentes, são sobretudo económicas, ambientais e de segurança (Albuquerque, 2015).

Ao longo dos anos, os cenários de tráfego foram sendo ajustados às necessidades da população, tendo muitas estruturas mais antigas suportado veículos mais pesados e com velocidades de circulação superiores às consideradas no seu dimensionamento. A criação de comboios de alta velocidade foi um passo fundamental para a evolução deste meio de transporte, permitindo responder às necessidades da população de forma mais eficiente. Contudo, a solicitação repetida da estrutura por parte deste tipo de veículos pode conduzir à acumulação de dano por fadiga, mas também, ao aparecimento de fendas de fadiga, o que, aliada à presença de corrosão em elementos estruturais, é motivo de preocupação para as entidades gestoras de infraestruturas, pois poderá colocar em causa a segurança estrutural. É importante, então, alargar o conhecimento relativo a este tema, avaliando para tal, estruturas existentes sensíveis ao fenómeno de fadiga, utilizando metodologias mais adequadas e eficientes. Este tipo de fenómeno e/ou preocupação não se limita apenas a estruturas antigas (ex. pontes metálicas), mas também a estruturas mais recentes construídas em aço sujeitas a carregamentos cíclicos. Um fator importante para o aparecimento e/ou agravamento deste tipo de fenómeno são as atualizações no tráfego ferroviário, que pode sofrer um aumento considerável e significativo ao longo dos anos.

Assim, a análise do comportamento dinâmico, bem como, a avaliação à fadiga de pontes ferroviárias metálicas existentes devem ser feitas com o objetivo de determinar o dano acumulado por fadiga dessas estruturas existentes, mas também, para levar em consideração a influência dos reforços estruturais a serem considerados na extensão da vida útil.

1.2. OBJETIVOS

A presente dissertação tem como objetivo o estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária metálica existente na rede ferroviária do Reino Unido, considerando para isso diferentes cenários de tráfego, bem como a avaliação à fadiga. A análise dinâmica da estrutura incide na avaliação do comportamento dinâmico da estrutura, em termos de acelerações e deslocamentos, resultante da solicitação das cargas de alta velocidade do código de projeto (EN1991-2, 2003). A resposta dinâmica da estrutura é obtida a partir do método da sobreposição modal, tendo as quantidades modais sido extraídas do programa de elementos finitos Ansys®. Na análise à fadiga, o dano acumulado por fadiga é determinado para a ponte em estudo, sem soluções de reforço, mas também para várias soluções de reforço com o propósito de estender a vida útil tendo em consideração as condições de tráfego atuais recomendadas pelos códigos de projeto. A avaliação da vida à fadiga da ponte em estudo é efetuada considerando cargas de fadiga recomendadas pelo código de projeto (EN1991-2, 2003), onde a avaliação de dano à fadiga é determinada considerando a regra de acumulação de dano linear, chamada de regra de Palmgren-Miner, e abordagens de resistência à fadiga globais, mais concretamente, as chamadas curvas S-N de projeto, para os detalhes estruturais em consideração. As soluções de reforço consideradas serão placas de FRP, considerando diferentes espessuras e módulos de elasticidade. Para a análise à fadiga usando soluções de reforço, é considerada a homogeneização das secções, conduzindo à redução dos níveis de tensão aplicados.

1.3. ESTRUTURAÇÃO DA TESE

O desenvolvimento da presente tese está distribuído ao longo de cinco capítulos, abordando os vários assuntos necessários para obter os resultados pretendidos.

O Capítulo 2 é um capítulo mais teórico, onde é feita uma revisão da bibliografia, discutindo de forma breve as metodologias possíveis de utilizar para a realização das análises dinâmicas e de fadiga. Além da apresentação das metodologias, são apresentados os aspetos regulamentares relacionados com pontes ferroviárias e é feita uma introdução à aplicação de FRP em estruturas como solução de reforço.

Enquanto no Capítulo 2 são apresentadas as metodologias disponíveis para a realização das análises pretendidas, no Capítulo 3 são descritas as metodologias a utilizar para o cálculo da resposta da estrutura, explicando os passos necessários para chegar aos resultados pretendidos.

O Capítulo 4 começa com uma breve apresentação da ponte a analisar e do modelo de elementos finitos utilizado para o cálculo da estrutura. De seguida são apresentadas as bases consideradas nas análises dinâmicas, seguidas dos resultados das análises de deslocamentos e acelerações. Após a apresentação dos resultados, são calculadas as velocidades de ressonância previstas para cada comboio e depois comparadas com as velocidades de ressonância numéricas. O capítulo termina com a análise da influência dos modos de vibração na resposta da estrutura.

No Capítulo 5, é abordado o tema de fadiga, começando com a definição das bases a considerar nas análises de fadiga, seguida da avaliação das tensões nos detalhes em análise. O cálculo do dano de fadiga é efetuado recorrendo a um software de cálculo (Fatigue Damage Tool) (Souto et al., 2019), sendo feita uma breve apresentação do modo de utilização do mesmo neste capítulo. De seguida são apresentados os valores respeitantes das análises de fadiga. É ainda avaliada a possibilidade de uma solução de reforço para as zonas mais sensíveis da estrutura.

O presente trabalho termina com o Capítulo 6, onde são apresentadas algumas conclusões referentes aos capítulos anteriores e também apontadas algumas sugestões para desenvolvimento de trabalhos futuros.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo aborda dois assuntos distintos, mas que, de certa forma, se interligam. São eles a análise dinâmica e a avaliação à fadiga em estruturas metálicas.

Primeiramente começa por abordar os diferentes métodos de análise dinâmica que podem ser utilizados para caracterizar a resposta dinâmica de uma ponte, descrevendo os métodos e fazendo referência às suas vantagens e desvantagens. De seguida, são apresentados os aspetos regulamentares que têm de ser abordados para que as estruturas cumpram os requisitos de segurança, explicando os passos necessários para essas verificações. Estes padrões permitem garantir que o desempenho da estrutura será satisfatório para o qual foi projetada.

O segundo tema a tratar neste capítulo é o fenómeno de fadiga em estruturas metálicas. Este fenómeno é comum em estruturas sujeitas a carregamentos cíclicos, tornando-se assim necessário a análise e verificação à fadiga das pontes metálicas existentes, que acumulam dano por fadiga que poderá ser ou não crítico em função do tempo de operação e dos carregamentos a que este tipo de estruturas estiveram e/ou estão sujeitos. Para além do fenómeno de fadiga mecânica, existem outros fenómenos, tais como, a fadiga por corrosão, fadiga térmica, fadiga por fretting, mas que não serão abordados por estarem fora do âmbito da presente dissertação.

2.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES FERROVIÁRIAS

Existem várias abordagens possíveis para avaliar o comportamento dinâmico de pontes ferroviárias, nomeadamente os métodos analíticos, simplificados, empíricos ou numéricos. Cada um destes métodos tem as suas vantagens e desvantagens, dependendo da situação em análise. Apresentam-se de seguida uma breve explicação de cada um destes métodos.

2.2.1. MÉTODOS ANALÍTICOS

Estes métodos apresentam um elevado nível de complexidade, o que leva a que sejam pouco utilizados, apesar destes métodos terem a grande vantagem de darem uma primeira aproximação do comportamento dinâmico da estrutura. Geralmente, estes métodos só se utilizam em estudos de estruturas muito simples, facto este, que se deve aos estudos de Frýba que desenvolveu soluções analíticas para problemas clássicos de cargas móveis sobre uma viga simplesmente apoiada (Frýba, 1996).

2.2.2. MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Tendo por base soluções analíticas da passagem de comboios em vigas simplesmente apoiadas, desenvolveram-se métodos simplificados de análise, aplicáveis a pontes isostáticas com comportamento semelhante a uma viga simplesmente apoiada e cuja resposta dinâmica possa ser caracterizada apenas pelo contributo do primeiro modo de vibração de flexão vertical.

Através destas metodologias obtém-se uma resposta baseada em séries harmónicas, criando uma envolvente de resultados, o que torna a análise dinâmica menos exaustiva quando comparada com métodos numéricos e analíticos. Dentro destas metodologias, há dois métodos que se destacam: o método DER (Decomposição da Excitação de Ressonância) e o método LIR (Linha de Influência Residual). Estes dois métodos encontram-se descritos de forma exaustiva em Ribeiro (2004), no entanto, nesta Secção apenas serão brevemente apresentados os principais procedimentos.

2.2.2.1. Método da Decomposição da Excitação de Ressonância (DER)

A seguinte equação de equilíbrio dinâmico representa, de forma analítica, a passagem de um comboio formado por um conjunto de cargas móveis sobre uma viga simplesmente apoiada com vão L :

$$EI \frac{\partial^4 y(x, t)}{\partial x^4} + c \frac{\partial y(x, t)}{\partial t} + m \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} = p(x, t) \quad (2.1)$$

onde, EI representa a rigidez à flexão da viga, c o amortecimento e m a massa por unidade de comprimento.

Simplificando o sistema global para um sistema de um grau de liberdade através de grandezas generalizadas obtém-se a seguinte expressão:

$$M^* \ddot{Y}(t) + C^* \dot{Y}(t) + K^* Y(t) = F^*(t) \quad (2.2)$$

onde, M^* , C^* , K^* e F^* representam respetivamente a massa, amortecimento, rigidez e forças generalizadas do sistema, calculadas aplicando o Princípio dos Trabalhos Virtuais.

Apesar da excitação provocada pela passagem de um comboio sobre a ponte não ser periódica, admite-se que a resposta dinâmica pode ser representada considerando a excitação como uma função periódica de período T , sendo T o tempo que o comboio demora a atravessar a ponte.

Resolvida a equação de equilíbrio, representa-se a excitação dinâmica em série de Fourier, sendo que, para este método, a contribuição mais relevante para o cálculo da aceleração é devida ao termo da série de Fourier correspondente à ressonância, designado por termo de ressonância, chegando assim à equação que representa a aceleração em ordem ao tempo. Assim, a última simplificação deste método passa por tornar a aceleração numa expressão constante ao longo do tempo, obtendo:

$$\ddot{y} \leq C_t A \left(\frac{L}{\lambda} \right) G(\lambda) \quad (2.3)$$

onde, C_t depende do vão da viga isostática L e da sua massa por unidade de comprimento m , é dado por:

$$C_t = \frac{4}{mL\pi} \quad (2.4)$$

O fator $A\left(\frac{L}{\lambda}\right)$, que depende do comprimento da viga isostática L e do comprimento da onda de excitação λ , traduz a linha de influência e é dado pela seguinte equação:

$$A\left(\frac{L}{\lambda}\right) = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad (2.5)$$

Já $G(\lambda)$, dependente do comprimento da onda de excitação λ , do coeficiente de amortecimento ξ , da carga P_k e respetiva posição x_k e do número de cargas N , designado por espectro do comboio e tem como objetivo refletir a excitação devida ao comboio e a resposta da ponte em ressonância. Uma vez que o vão da ponte L pode ser desprezado face ao comprimento do comboio, o espectro $G(\lambda)$ pode ser simplificadamente definido por:

$$G(\lambda) = \frac{1}{\xi x_{N-1}} \left[\sqrt{\left(\sum_{k=0}^{N-1} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2 + \left(\sum_{k=0}^{N-1} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2} \left(1 - e^{-2\pi\xi \frac{x_{N-1}}{\lambda}} \right) \right] \quad (2.6)$$

Com as simplificações aplicadas, o espectro do comboio $G(\lambda)$ fica apenas dependente das características do comboio e do coeficiente de amortecimento estrutural.

A Equação (2.6) assume que a resposta dinâmica máxima ocorre quando o comboio atravessa na totalidade o tabuleiro da ponte. No entanto, observações de registos dinâmicos de pontes em serviço mostra que, em certas situações, a resposta máxima ocorre em instantes intermédios da passagem do comboio pela ponte. Como a hipótese original não estava pelo lado da segurança, foi introduzido o conceito de subcomboio (ver Fig. 2.1), considerando assim $G(\lambda)$ como sendo o valor máximo dos valores obtidos para o conjunto dos sub-comboios. O espectro $G(\lambda)$ é assim redefinido da seguinte forma:

$$G(\lambda) = \max_{i=1, N-1} \frac{1}{\xi x_i} \left[\sqrt{\left(\sum_{k=0}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2 + \left(\sum_{k=0}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2} \left(1 - e^{-2\pi\xi \frac{x_i}{\lambda}} \right) \right] \quad (2.7)$$

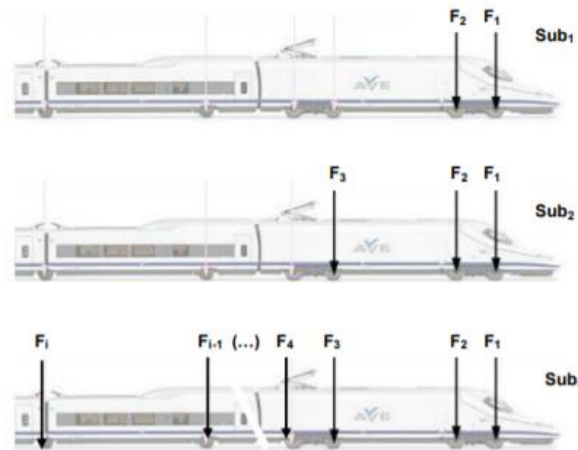


Fig. 2.1 - Definição dos sub-modelos (Neves, 2010).

2.2.2.2. Método da Linha de Influência Residual (LIR)

Este método assenta em duas hipóteses fundamentais, que se aplicam a pontes do tipo simplesmente apoiadas (Ribeiro, 2004):

- i) Os comboios são muito compridos quando comparados com o vão da ponte;
- ii) A resposta dinâmica máxima tenderá a ocorrer no instante em que a última carga do comboio abandona a ponte.

A resposta da estrutura pode assim ser obtida através da sobreposição dos efeitos das várias cargas do comboio, sendo o efeito individual de cada carga determinado com base no conhecimento da sua posição na linha de influência residual.

Partindo da contribuição das N cargas P , em que as cargas i estão desfasadas temporalmente de $t_i = x_i/v$, sendo v a velocidade das cargas (ver Fig. 2.2), consegue-se obter a expressão referente ao deslocamento a meio vão y :

$$y = \sum_{i=0}^{N-1} \left[\frac{-r}{1-r^2} \frac{P_i}{M\omega_0^2} \sqrt{e^{-2\xi\frac{\pi}{r}} + 1 + 2 \cos\left(\frac{\pi}{r}\right) e^{-2\xi\frac{\pi}{r}} \sin(\omega_0 t_i) e^{-\xi\omega_0 t_i}} \right] \quad (2.8)$$

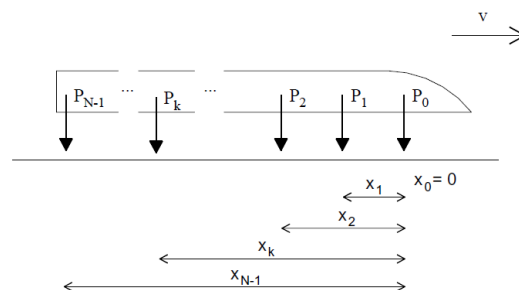


Fig. 2.2 - Distâncias (x_k) para determinação de $G(\lambda)$ (Barbero, 2001).

onde, ω_0 é a frequência angular natural do sistema, M a massa do sistema e r depende da velocidade das cargas v , do vão da viga isostática L e da sua frequência fundamental n_0 , sendo obtido pela seguinte expressão:

$$r = \frac{v}{2Ln_0} \quad (2.9)$$

Considerando o instante em que a última carga abandona a estrutura e, utilizando a regra da soma de sinusoides, obtêm-se os valores máximos do deslocamento y_{max} e da aceleração $\ddot{y}_{max}$, a partir das seguintes expressões:

$$(y_{max}) = C_{desl} A(r) G(\lambda) \quad (2.10)$$

$$(\ddot{y}_{max}) = C_{acel} A(r) G(\lambda) \quad (2.11)$$

em que C_{desl} e C_{acel} são constantes definidas, respetivamente, por:

$$C_{desl} = \frac{1}{M\omega_0^2} \quad (2.12)$$

$$C_{acel} = \frac{1}{M} \quad (2.13)$$

$A(r)$ designa-se por fator de resposta dinâmica e depende apenas de parâmetros relativos à ponte:

$$A(r) = \frac{r}{1-r^2} \sqrt{e^{-2\xi\frac{\pi}{r}} + 1 + 2 \cos\left(\frac{\pi}{r}\right) e^{-2\xi\frac{\pi}{r}}} \quad (2.14)$$

e $G(\lambda)$ é um fator que traduz a acumulação dos efeitos das diversas cargas (P_i), dependendo apenas dos parâmetros relativos ao comboio (cargas, distâncias entre cargas e coeficiente de amortecimento). À semelhança do método DER, neste método o fator $G(\lambda)$ também é dado como sendo o valor máximo dos valores de $G(\lambda)$ correspondentes a cada sub-comboio para atender às situações em que a resposta máxima ocorre em instantes em que apenas parte do comboio atravessou a ponte, ou seja:

$$G(\lambda) = \max_{i=1, N-1} \sqrt{\left(\sum_{i=0}^i P_i \cos\left(2\pi \frac{x_1 - x_i}{\lambda}\right) e^{-2\pi\xi \frac{x_1 - x_i}{\lambda}} \right)^2 + \left(\sum_{i=0}^i P_i \sin\left(2\pi \frac{x_1 - x_i}{\lambda}\right) e^{-2\pi\xi \frac{x_1 - x_i}{\lambda}} \right)^2} \quad (2.15)$$

2.2.3. MÉTODOS EMPÍRICOS

Com o intuito de obter parâmetros que caracterizem a resposta dinâmica de pontes, estes métodos baseiam-se em dados estatísticos obtidos em medições realizadas em várias pontes sujeitas à passagem de vários comboios, extrapolando depois os dados para as pontes em estudo. Porém, estas metodologias têm como principal desvantagem o facto de poderem ser aplicadas a pontes e comboios do mesmo tipo das analisadas.

As campanhas de medições realizadas nas linhas da SNCF deram um grande contributo para estas metodologias uma vez que permitiram a formulação de expressões para o cálculo de fatores de amplificação, onde as pontes analisadas funcionavam como vigas simplesmente apoiadas e serviam a passagem do TGV. Estes estudos permitiram assim encontrar as seguintes expressões referentes ao cálculo dos fatores de amplificação dinâmica da velocidade φ_v , momento fletor a meio vão φ_M e aceleração a (Frýba, 2001):

$$\varphi_v = 1 + 0.365 \frac{\alpha^2 D}{\vartheta L} \pm 0.579 \quad (2.16)$$

$$\varphi_M = 1 + 0.378 \frac{\alpha^2 D}{\vartheta L} \pm 0.661 \quad (2.17)$$

$$\frac{a}{g} = 1.403 \frac{\alpha^2 D F}{\vartheta L G} \pm 1.449 \quad (2.18)$$

em que α é dado por:

$$\alpha = \frac{v}{2f_0 L} \quad (2.19)$$

onde, D representa o afastamento regular entre grupos de eixos, ϑ o decremento logarítmico, L o vão da ponte, v a velocidade do comboio, F a carga por eixo, g a aceleração da gravidade, G o valor das cargas permanentes e f_0 a frequência fundamental da ponte.

Estas expressões, para pontes das do tipo que foram analisadas (simplesmente apoiadas), apresentam um bom grau de confiança. No entanto, caso a solução estrutural da ponte a analisar seja diferente, a extrapolação dos valores tem que ser feita de forma cuidadosa.

2.2.4. MÉTODOS NUMÉRICOS

Estes métodos são os mais utilizados atualmente pois, ao contrário dos apresentados anteriormente, permitem analisar estruturas mais complexas através do desenvolvimento de modelos numéricos, utilizando, por exemplo, o método dos elementos finitos. Em contrapartida, estes métodos geralmente consomem muito tempo na realização de cada análise dinâmica quando comparados com os restantes métodos. Existem vários métodos numéricos para a análise do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias, destacando-se o métodos de cargas móveis e os métodos de interação ponte-comboio.

2.2.4.1. Método de cargas móveis

Este método consiste em fazer passar um conjunto de cargas móveis representativo das cargas por eixo do comboio, sendo o espaçamento entre cargas definido mediante as características do comboio. Com este modelo conseguem-se resultados bastante realistas no que diz respeito à resposta dinâmica da estrutura e com tempos de cálculo aceitáveis. Por outro lado, este método tem a desvantagem de não permitir a análise de qualquer tipo de grandeza do lado do comboio, uma vez que este não é explicitamente modelado. Este método pode assim ser traduzido através dos seguintes passos:

a) Definição das equações de equilíbrio dinâmico

Começa-se por definir as equações de equilíbrio dinâmico, onde é estabelecido o equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade. Para cada ponto e instante de tempo o equilíbrio de forças é traduzido pela seguinte expressão:

$$F_i(t) + F_a(t) + F_e(t) = F(t) \quad (2.20)$$

onde, $F_i(t)$ representa as forças de inércias, $F_a(t)$ as forças de amortecimento, $F_e(t)$ as forças elásticas, e $F(t)$ as forças exteriores.

A Equação (2.20) pode ser desenvolvida de forma a simplificar a análise uma vez que as forças de inércias podem ser traduzidas por $F_i(t) = M\ddot{u}$ (matriz de massa global multiplicada pelo vetor das acelerações), as forças de amortecimento por $F_a(t) = C\dot{u}$ (matriz de amortecimento global multiplicada pelo vetor das velocidades) e as forças elásticas por $F_e(t) = Ku$ (matriz de rigidez global multiplicada pelo vetor dos deslocamentos). As matrizes globais (massa, amortecimento e rigidez) são obtidas através da assemblagem de diversas matrizes locais correspondentes a cada elemento. Assim sendo, a Equação (2.20) pode ser reescrita como:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F(t) \quad (2.21)$$

b) Resolução das equações de equilíbrio dinâmico

Para a resolução das equações de equilíbrio dinâmico existem vários métodos, sendo o mais usado o método da sobreposição modal. Este método consiste em desacoplar as equações diferenciais, transformando as coordenadas iniciais (u) em coordenadas modais (y), criando assim um sistema de equações desligadas através das condições de ortogonalidade dos modos de vibração, o que permite analisar cada modo de vibração de forma independente, facilitando assim a resolução das equações dinâmicas.

Uma vez que as equações se tornam independentes, é assim possível atribuir diferentes valores de amortecimento para cada modo de vibração. Substituindo agora as coordenadas gerais u por coordenadas modais y_n e desacoplando as equações de cada modo, obtém-se a seguinte expressão para o modo de vibração i :

$$M_i\ddot{y}_i + C_i\dot{y}_i + K_iy_i = F_i(t) \quad (2.22)$$

onde, M_i é a massa modal, C_i o amortecimento modal, K_i a rigidez modal e $F_i(t)$ a força modal que, através da aplicação das condições de ortogonalidade dos modos de vibração, podem ser definidos, respetivamente, por:

$$M_i = \phi_i^T M \phi_i \quad (2.23)$$

$$C_i = \phi_i^T C \phi_i \quad (2.24)$$

$$K_i = \phi_i^T K \phi_i \quad (2.25)$$

$$F_i(t) = \phi_i^T F(t) \quad (2.26)$$

Resolvendo as equações de equilíbrio, chega-se às coordenadas modais y_i , de onde, através da sobreposição de efeitos dos n modos de vibração, é possível chegar ao vetor dos deslocamentos finais u de cada grau de liberdade através da seguinte expressão:

$$u = \sum_{i=1}^n \phi_i y_i \quad (2.27)$$

As equações de equilíbrio dinâmico podem ainda ser resolvidas por métodos de integração direta, sendo o mais conhecido o método de Newmark (Clough e Penzien, 1995).

2.2.4.2. Métodos de interação ponte-comboio

Tal como o título indica, este método não analisa apenas a resposta da ponte, mas sim um sistema que engloba a ponte e o comboio através de dois modelos distintos que interagem entre si. Encontra-se apresentada na Fig. 2.3 a estrutura que visa simular o comportamento do comboio.

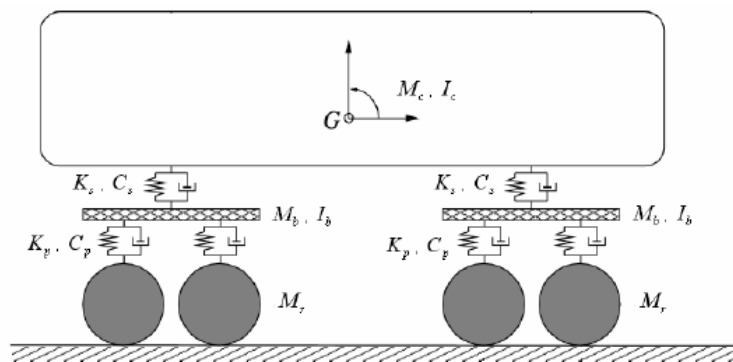


Fig. 2.3 - Modelo do comboio para ser usado numa análise com interação ponte-comboio (Goicolea et al., 2008).

Na Fig. 2.3, M_c e I_c indicam, respetivamente, a massa e inércia de rotação da carruagem, K_s e C_s as constantes de rigidez e amortecimento das molas que simulam a suspensão secundária que liga a carruagem aos bogies, M_b e I_b representam, respetivamente, a massa e inércia de rotação dos bogies, K_p e C_p as constantes de rigidez e amortecimento das molas que simulam a suspensão primária que liga os bogies aos eixos e M_r a massa dos eixos.

Para o cálculo da resposta dinâmica considerando a interação ponte-comboio dispomos de vários métodos, entre eles:

a) Método iterativo

O método iterativo é um método muito utilizado para resolver problemas de interação veículo-estrutura (Lee e Kim (2010); Nguyen et al. (2009); Xia et al. (2008); Lei e Noda (2002); Delgado e Santos (1997); Hwang e Nowak (1991)). Este método considera dois subsistemas diferentes e independentes (ponte e comboio), mas calculados em simultâneo ao longo do tempo de modo a compatibilizar os dois sistemas estruturais em termos da componente dinâmica da força de interação e dos deslocamentos da ponte sob as cargas móveis (Montenegro, 2008).

Desta forma, começa-se por escrever as equações de equilíbrio dinâmico, separando as referentes à ponte (p) das do comboio (c):

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p \\ \ddot{u}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p \\ \dot{u}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p \\ u_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p \\ F_c \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

onde, M representa a matriz massa, C a matriz amortecimento e K a matriz rigidez. $\ddot{u}$, $\dot{u}$ e u representam, respetivamente, as acelerações nodais, velocidades nodais e deslocamentos nodais e F representa o vetor carga.

De modo a compatibilizar os dois sistemas estruturais, em cada passo de integração no domínio do tempo, recorre-se a um processo iterativo descrito através dos seguintes passos (Montenegro, 2008):

- i) As cargas rolantes correspondentes aos eixos do comboio são aplicadas na ponte. Cada carga rolante $F_p(t)$ contém uma componente estática constante ao longo do tempo F_{sta} que representa a carga por eixo, e uma componente dinâmica $F_{dyn}^{i-1}(t)$ resultante da interação ponte-comboio relativa à iteração anterior. No instante inicial, a parcela $F_{dyn}^{i-1}(t)$ é considerada nula. Assim sendo,

$$F_p(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t) \quad (2.29)$$

Procede-se então à resolução das equações de equilíbrio relativas à ponte e retiram-se os valores dos deslocamentos modais $u_p^i(t)$.

- ii) Ao mesmo tempo, o comboio é submetido a assentamentos de apoio $u_c^i(t)$ correspondentes aos deslocamentos calculados na iteração anterior $u_p^{i-1}(t)$. Resolvendo de seguida as equações de equilíbrio relativas ao comboio, obtêm-se os valores das reações de apoio $F_c^i(t)$ para cada eixo que constituem o conjunto das forças de interação $F_{dyn}^i(t)$ a aplicar à ponte na iteração seguinte.

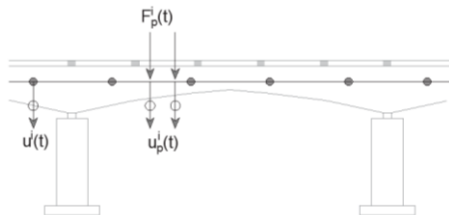
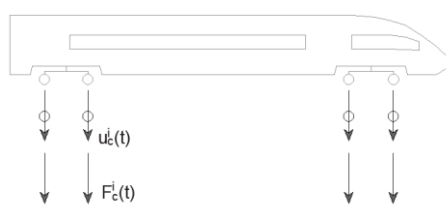
iii) No final de cada iteração é utilizado um critério de convergência de forma a verificar se o resultado obtido tem precisão suficiente. Para essa verificação, é utilizada a seguinte expressão:

$$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)} \quad (2.30)$$

Se no instante t , o quociente definido na Equação (2.30) for igual ou inferior ao valor de uma tolerância ε previamente definida, significa que os dois sistemas estruturais estão compatibilizados e pode avançar-se para a iteração do instante de tempo seguinte. Caso tal não aconteça, é necessário realizar uma nova iteração para o instante t .

A Tabela 2.1 apresenta, de forma simplificada, um esquema com os passos deste método iterativo.

Tabela 2.1 - Esquema da metodologia numérica com interação ponte-comboio (adaptado de Montenegro (2015)).

	Ponte	Comboio
Esquema		
Ação	$F_p^i(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t)$	$u_c^i(t) = u_p^{i-1}(t)$
Resultado	$u^i(t) = u_p^i(t)$	$F_{dyn}^i(t) = F_c^i(t)$
Critério de convergência	$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)}$	$\begin{cases} \text{se } < \varepsilon \rightarrow \text{próxima etapa} \\ \text{se } > \varepsilon \rightarrow \text{nova iteração} \end{cases}$

b) Método direto

Neves et al. (2012) propuseram um método de análise dinâmica da interação vertical, designado de método direto, que consiste em complementar as equações de equilíbrio dos subsistemas ponte-comboio com equações de compatibilidade que relacionam os deslocamentos dos nós de contacto do veículo com os deslocamentos nodais correspondentes da estrutura, garantindo assim o contacto entre eles. Os subsistemas ponte-comboio podem ser modelados com vários tipos de elementos finitos, com qualquer grau de complexidade, tal como vigas, molas, cascas e sólidos. A Fig. 2.4 mostra um exemplo da modelação destes subsistemas.

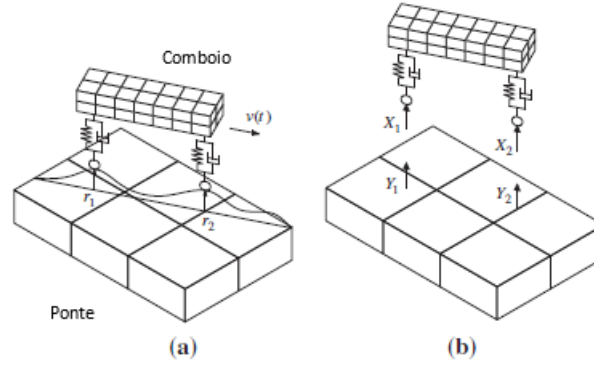


Fig. 2.4 - Sistema de interação ponte-comboio: a) ilustração esquemática e b) diagrama de corpo livre (Neves et al., 2012).

As equações de equilíbrio e as equações de compatibilidade formam um sistema único, tendo como incógnitas deslocamentos e forças de contacto, que pode ser resolvido através de um algoritmo otimizado de fatorização em bloco. Este sistema é apresentado na expressão seguinte:

$$\begin{bmatrix} \bar{K}_{FF} & \bar{D}_{FX} \\ \bar{K}_{XF} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_F^{t+\Delta t} \\ X^{t+\Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{F}_F \\ \bar{r} \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

onde, $\bar{K}_{FF}$ é a matriz de rigidez efetiva do sistema, $\bar{D}_{FX}$ a matriz de transformação que relaciona as forças de contacto no sistema de coordenadas local com as forças nodais no sistema de coordenadas global, $\bar{K}_{XF}$ a matriz de transformação que faz a correlação entre os deslocamentos nodais da estrutura no sistema de coordenadas global com os deslocamentos dos pontos auxiliares definidos no sistema de coordenadas local, $u_F^{t+\Delta t}$ os deslocamentos nodais, $X^{t+\Delta t}$ as forças de contacto, $\bar{F}_F$ o vetor de carga e $\bar{r}$ as irregularidades na superfície de contacto.

Mais tarde, Neves et al. (2014) aperfeiçoaram o método de forma a possibilitar a separação entre as rodas e o carril. Para tal foi desenvolvido um algoritmo de detecção de contacto de forma a identificar quais os elementos que estão em contacto, impondo restrições apenas quando o contacto ocorre. Uma vez que não é considerado o atrito, as equações de compatibilidade são puramente geométricas e relacionam os deslocamentos dos nós de contacto com os deslocamentos do elemento alvo correspondente (ver Fig. 2.5). Como a natureza do contacto é não-linear, é utilizada uma formulação incremental baseada no método de Newton para resolver o sistema de equações.

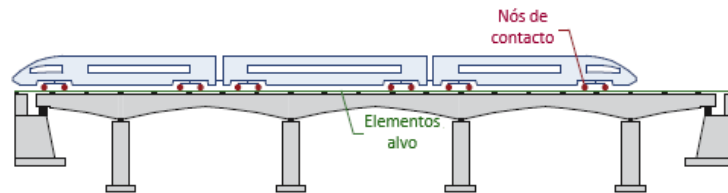


Fig. 2.5 - Conceito par de contactos (adaptado de Neves et al. (2014)).

c) Métodos que consideram a geometria da roda e do carril

As formulações que consideram as geometrias da roda e do carril (ver Fig. 2.6) são as mais precisas para situações de dinâmica ferroviária uma vez que permitem a avaliação do sistema de interação ponte-comboio, não apenas na direção vertical, como é o caso dos métodos apresentados anteriormente, mas também na direção lateral. Estas formulações podem ser classificadas em duas abordagens, diferenciando-se no cálculo das forças de contacto normais. Na primeira abordagem, designada como formulação de contacto de restrição (Shabana et al., 2001), as condições de restrição de contacto cinemático são formuladas como normal e tangencial às superfícies de contacto, o que, ao impor essas restrições usando por exemplo a formulação Lagrangiana, permite eliminar um grau de movimento relativo entre a roda e o carril e assim calcular a força de contacto normal como uma força de restrição. Ao contrário da primeira abordagem, a formulação de contacto elástico, adotada por Antolín (2013), assume penetração entre a roda e o carril. Assim sendo, não existe eliminação de nenhum grau de liberdade, sendo a força de contacto normal então definida em função da penetração, utilizando as teorias de contacto normais, como a teoria de Hertz (Hertz, 1882) ou a teoria de Piotrowski e Chollet (Piotrowski e Chollet, 2005).

Para além dos diferentes métodos de cálculo das forças de contacto normais, estas metodologias podem também ser distinguidas através do algoritmo utilizado para localizar a posição do ponto de contacto entre a roda e o carril, dividindo-se também em duas abordagens: deteção de contactos offline e pesquisa de contactos online. Na primeira abordagem a posição dos pontos de contacto é pré-calculada por meio de uma análise da geometria do contacto e guardada numa tabela de pesquisa de contactos para posterior interpolação durante a análise dinâmica. Na segunda abordagem, a posição dos pontos de contacto é calculada durante a análise dinâmica, utilizando procedimentos iterativos a cada incremento de tempo. Estas duas abordagens são abordadas de forma mais detalhada por (Sugiyama et al., 2009).

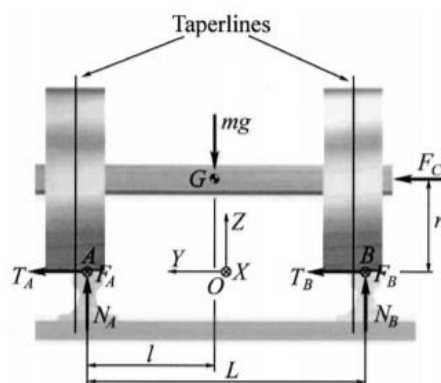


Fig. 2.6 - Forças externas aplicadas nos rodados (Shabana et al., 2001).

2.3. ASPETOS REGULAMENTARES RELACIONADOS COM PONTES FERROVIÁRIAS

2.3.1. INTRODUÇÃO

Nesta secção são apresentados os principais critérios relativos ao dimensionamento de pontes ferroviárias e segurança de circulação, presentes nas normas europeias EN1990-A2 (2001) e EN1991-2 (2003).

2.3.2. EFEITOS DINÂMICOS DE ACORDO COM AS NORMAS EUROPEIAS

2.3.2.1. Coeficiente dinâmico

Para considerar os efeitos dinâmicos provocados pela passagem do modelo de cargas LM71 (ver Fig. 2.7) em pontes ferroviárias, os efeitos estáticos provocados por este devem ser multiplicados por um coeficiente dinâmico Φ . Este fator pode tomar dois valores, caso seja exigido um nível de manutenção da via corrente (Φ_3) ou um nível de manutenção muito cuidado (Φ_2) (EN1991-2, 2003):

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad (2.32)$$

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad (2.33)$$

onde, L_Φ representa o comprimento determinante para o elemento estrutural em causa que pode ser avaliado no Quadro 6.2 da EN1991-2 (2003).

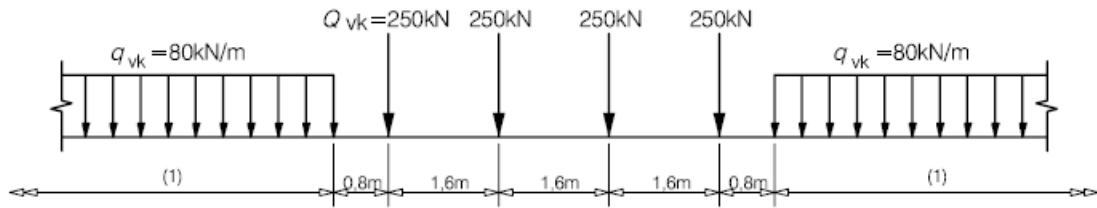


Fig. 2.7 - Modelo de cargas LM71 (EN1991-2, 2003).

2.3.2.2. Fatores dinâmicos para comboios reais

O Anexo C da EN1991-2 (2003) apresenta informações relevantes acerca dos fatores dinâmicos a considerar para os comboios reais. Segundo a norma, os fatores dinâmicos $(1 + \varphi)$ são também utilizados para cálculos de danos por fadiga. Os fatores dinâmicos, pelos quais as cargas estáticas devidas à passagem de um comboio a uma certa velocidade devem ser multiplicadas, variam consoante o tipo de manutenção da via. No caso das vias com manutenção cuidada, é utilizada a Equação (2.34), enquanto que para as vias com manutenção corrente é utilizada a Equação (2.34).

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + 0.5\varphi'' \quad (2.34)$$

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad (2.35)$$

A parcela φ' corresponde a uma via perfeita, sendo obtida por:

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K + K^4}, & K < 0.76 \\ 1.325, & K \geq 0.76 \end{cases} \quad (2.36)$$

em que

$$K = \frac{v}{2L_\phi n_0} \quad (2.37)$$

onde, v representa a velocidade máxima de circulação do comboio (m/s), n_0 a frequência fundamental da estrutura (Hz), e L_ϕ o comprimento determinante (m).

A parcela φ'' considera as irregularidades da via e das rodas, sendo calculada através da seguinte expressão:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) e^{\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right], \varphi'' \geq 0 \quad (2.38)$$

sendo α igual a:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22}, & v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1, & v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (2.39)$$

2.3.2.3. Requisito para uma análise estática ou dinâmica

É importante referir que os fatores de amplificação dinâmica acima apresentados não têm em conta os possíveis efeitos de ressonância que podem ocorrer durante a passagem de um comboio sobre uma ponte. Estes efeitos, que em situação extremas podem provocar danos estruturais à ponte, só são possíveis de ser avaliados através de uma análise dinâmica. Assim, a norma europeia EN1991-2 (2003) apresenta um fluxograma (ver Fig. 2.8) que mostra os requisitos para dispensa de uma análise dinâmica no dimensionamento de uma ponte ferroviária ou a necessidade de realização da mesma.

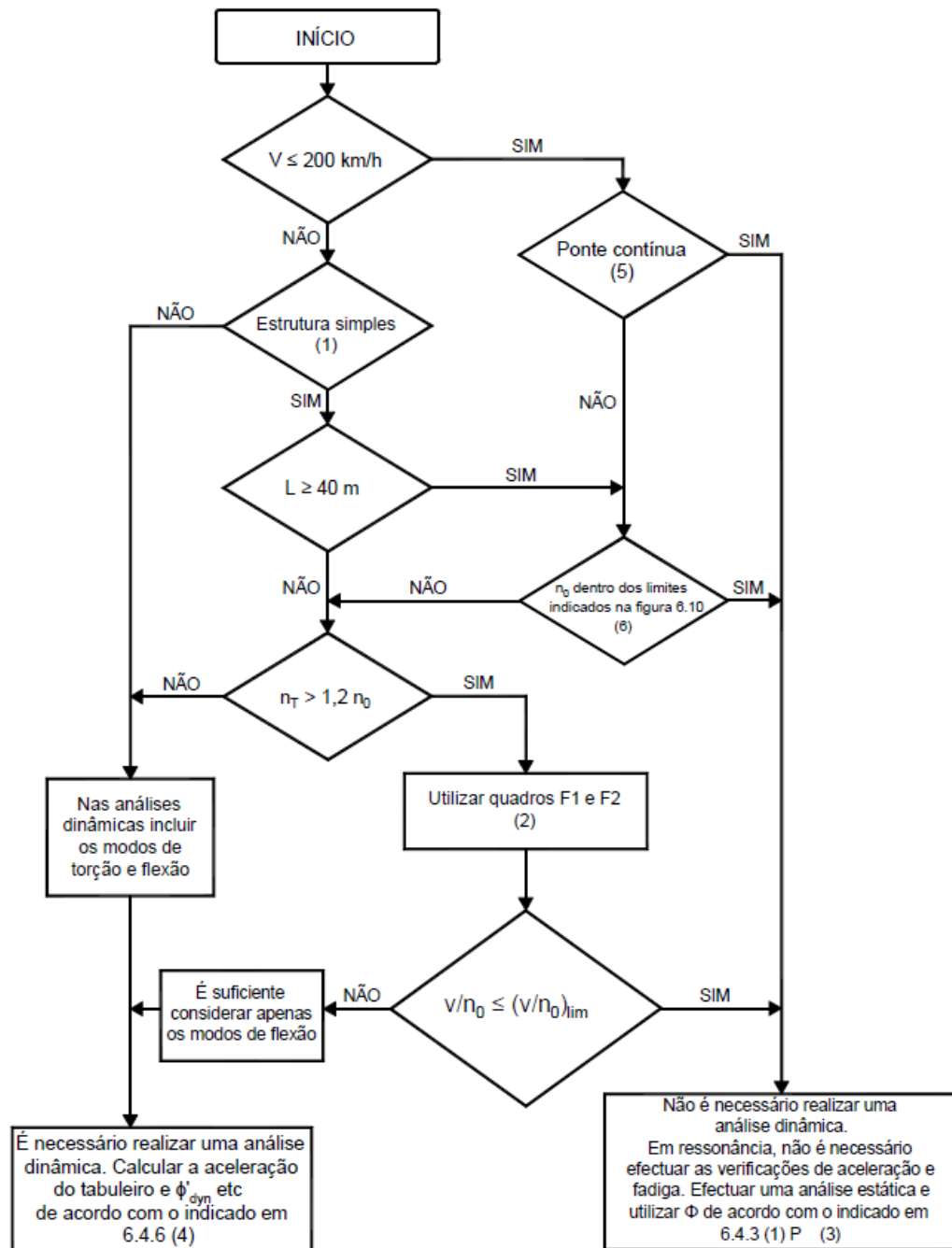
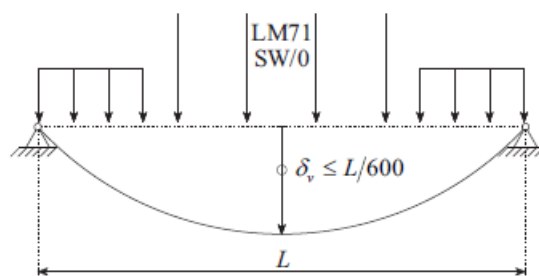


Fig. 2.8 - Fluxograma para verificar necessidade de análise dinâmica (adaptado de EN1991-2 (2003)).

2.3.3. CRITÉRIOS NORMATIVOS BASEADOS NO CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

2.3.3.1. Deformação vertical do tabuleiro

De acordo com a norma europeia EN1990 - A2 (2001), a deformação vertical máxima δ_v , medida ao longo do tabuleiro, provocada pelos valores característicos dos modelos de carga de tráfego LM71 e SW/0 não pode exceder $L/600$, sendo L o comprimento do vão (Fig. 2.9).

Fig. 2.9 - Deformação vertical do tabuleiro δ_v (Montenegro, 2015).

2.3.3.2. Deformação transversal do tabuleiro

Segundo a norma europeia EN1990 - A2 (2001), a deformação transversal do tabuleiro deve ser limitada de forma a assegurar que a variação angular e o raio de curvatura horizontal respeitem os limites especificados na Tabela 2.2. A Fig. 2.10 mostra as variações angulares referentes às rotações transversais no final do tabuleiro (θ_h) ou às rotações relativas entre dois vãos adjacentes (θ_{h1} e θ_{h2}). A deformação transversal do tabuleiro deve ser verificada sempre que se trate de: modelo de cargas LM71 e SW/0 multiplicado pelo fator dinâmico, cargas de vento, forças de nariz, forças centrífugas de acordo com a EN1991-2 (2003) e pelo efeito da temperatura diferencial transversal através da ponte.

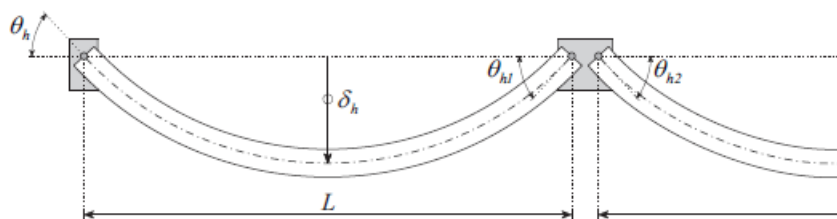
Fig. 2.10 - Deformação transversal do tabuleiro (δ_h) e variação angular das extremidades do tabuleiro (θ_h) (Montenegro, 2015).

Tabela 2.2 - Valores limite de projeto da variação angular e raios de curvatura (adaptado de EN1990 - A2 (2001)).

Velocidade (Km/h)	Variação angular máxima (rad)	Raio de curvatura máximo (m)	
		Vão único	Vão múltiplo
$V \leq 120$	0.0035	1700	3500
$120 < V \leq 200$	0.0020	6000	9500
$V > 200$	0.0015	14000	17500

2.3.3.3. Empeno do tabuleiro

Este critério, definido na EN1990 - A2 (2001) tem como objetivo controlar o risco de descarrilamento. Para o cálculo do empeno são considerados os valores característicos do modelo de carga LM71, os modelos de carga SW/0 ou SW/2, conforme apropriado, e os modelos de carga de alta velocidade,

incluindo efeitos centrífugos, tal como definido na EN1991-2 (2003). Encontra-se representado na Fig. 2.11 um esquema onde está definido o procedimento para calcular o valor do empeno do tabuleiro t , medido ao longo de um comprimento de 3m. o empeno não deve exceder os valores apresentados na Tabela 2.3.

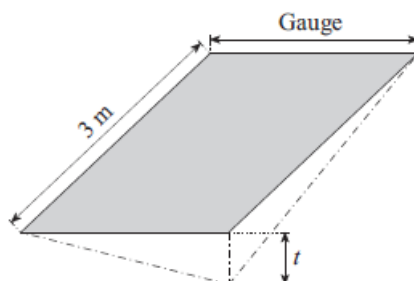


Fig. 2.11 - Definição de empeno do tabuleiro (Montenegro, 2015).

Tabela 2.3 - Valores limite de projeto para o empeno do tabuleiro (Montenegro, 2015).

Velocidade (Km/h)	Empeno máximo (mm/3m)
$V \leq 120$	$t \leq 4.5$
$120 < V \leq 200$	$t \leq 3.0$
$V > 200$	$t \leq 1.5$

Além dos limites apresentados na tabela, o empeno total dado pelo empeno combinado da via, quando a ponte é descarregada com o empeno da ponte devido à carga de tráfego, é ainda limitado a 7.5mm/3m.

2.3.3.4. Deslocamento vertical da superfície superior no final do tabuleiro

Este critério tem como principais objetivos evitar a desestabilização da via, minimizar as forças de elevação nos sistemas de fixação do carril e limitar as tensões adicionais no carril. A norma europeia EN1991-2 (2003) define dois valores máximos para o deslocamento vertical máximo δ_v , 3mm para uma velocidade máxima no local de até 160 Km/h e 2 mm para uma velocidade máxima no local superior a 160 Km/h.

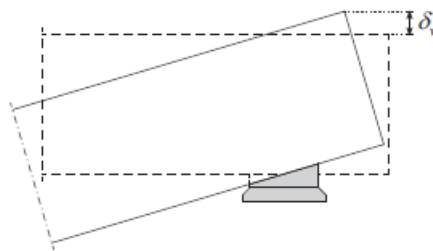


Fig. 2.12 - Deslocamento vertical da superfície superior no final do tabuleiro (Montenegro, 2015).

2.3.3.5. Deslocamento longitudinal da superfície superior no final do tabuleiro

Este deslocamento convém ser limitado de forma a minimizar os distúrbios na pista do balastro e mesmo na linha adjacente. A norma europeia EN1991-2 (2003) limita este deslocamento longitudinal δ_h em relação à construção adjacente (pilar ou outro tabuleiro) devido à tração ou à frenagem dos comboios em 5mm para carris contínuos soldados sem dispositivos de expansão e 30mm para carris com dispositivos de expansão.

Utilizando os modelos de carga LM71 e SW/0, o deslocamento δ_h é ligeiramente diferente, passando para 8mm caso seja considerada a interação ponte-comboio no modelo numérico e caso contrário, o limite passa a 10mm.

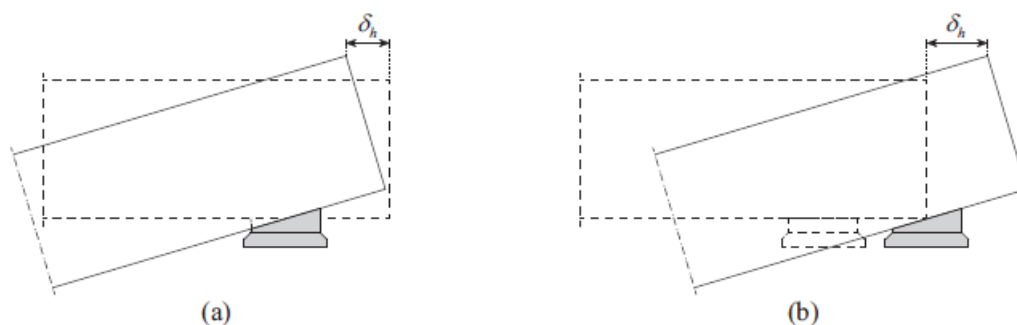


Fig. 2.13 - Deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro δ_h : (a) apoio fixo e (b) apoio simples (Montenegro, 2015).

2.3.4. CRITÉRIOS NORMATIVOS BASEADOS NO CONTROLO DA VIBRAÇÃO

2.3.4.1. Aceleração vertical do tabuleiro

De forma a garantir segurança no tráfego ferroviário, a verificação da aceleração vertical máxima provocada pelas cargas de tráfego deve ser considerada como um requisito de segurança no estado limite de manutenção, evitando assim instabilidade na via. Assim sendo, a EN1990-A2 (2001) define uma aceleração máxima de 3.5 m/s² para carris com balastro e 5 m/s² para carris com laje.

Esta aceleração é calculada através de uma análise dinâmica utilizando modelos reais de comboios de alta velocidade e modelos de carga HSLM, definidos em EN1991-2 (2003), considerando apenas uma via solicitada. Durante os cálculos, apenas foram consideradas as contribuições dos modos com frequências até 30 Hz ou 1.5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento analisado, incluindo pelo menos os três primeiros modos.

2.3.4.2. Aceleração lateral do tabuleiro

Este requisito tem por objetivo evitar que ocorra o fenómeno da ressonância entre o movimento lateral do veículo ferroviário e a ponte. Para tal não acontecer, é importante garantir que a frequência fundamental da vibração lateral de um vão não seja inferior a 1.2 Hz, valor imposto pela EN1990-A2 (2001).

2.4. ANÁLISE E VERIFICAÇÃO À FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS METÁLICAS

2.4.1. INTRODUÇÃO

A estimativa do tempo de vida à fadiga de uma ponte metálica existente é fundamental para perceber se a solução de reforço a adotar é viável para essa ponte em consideração. É importante referir que, grande parte das pontes ferroviárias metálicas existentes na Europa foram construídas no século passado, tendo sido projetadas considerando modelos de cargas diferentes dos atuais. Os modelos de carga existentes à data, encontram-se desatualizados pois, devido ao aumento do tráfego e peso por eixo dos comboios, as cargas atuais são muito superiores (Pipinato et al., 2012).

Devido à magnitude das cargas dinâmicas, a acumulação de dano por fadiga poderá ser significativa, sendo mais relevante em pontes ferroviárias do que em pontes rodoviárias. Uma vez que os casos de cargas não são constantes ao longo da vida útil da ponte, estes darão origem a um histórico de espetros de tensão variável com vários ciclos de carga aplicados.

2.4.2. FENÓMENO DA FADIGA

A fadiga é um estado limite característico do material metálico, em que este perde a capacidade de resistir às ações cíclicas a que está sujeito, mesmo que estas transmitam um nível de tensão inferior quando comparada com a tensão de cedência do material. Esta perda de resistência deve-se ao facto do material já não apresentar um comportamento elástico-linear ideal pois, a cada ciclo de carga e descarga ocorrem deformações que não são totalmente recuperadas. Durante o tempo em que o material está em serviço, ele vai acumulando um histórico de deformações, o que resulta em microfissuras e consequente propagação até que o material atinja a rotura final.

As fases de fadiga são as seguintes:

- i) Iniciação de fendas (fenda inicial);
- ii) Propagação de fendas (propagação estável da fenda);
- iii) Rotura final (propagação instável da fenda até rotura final).

Inicialmente, a fadiga começa a ocorrer nos cristais do material, originando microfissuras, apenas visíveis no microscópio e impossíveis de controlar a “olho nu”. De seguida, inicia-se o processo de propagação de fendas, mas de forma estável, fendas já visíveis a “olho nu”. Por fim, as fissuras começam a crescer de forma instável até que conduz à rotura do material (Schijve, 2001).

2.4.3. AVALIAÇÃO À FADIGA EM PONTES METÁLICAS EXISTENTES

De modo a avaliar a fadiga numa ponte metálica existente, foi proposto um procedimento, baseado num procedimento geral desenvolvido pelo *Joint Committee for Structural Safety* (JCSS). O procedimento foi aprimorado com foco em pontes metálicas existentes, onde é possível estimar o tempo de vida útil restante da ponte, dividido em várias fases. Caso seja possível, logo na primeira fase de estimação do

tempo de vida útil restante, as fases seguintes ficam dispensadas de serem analisadas. Na Fig. 2.14 encontram-se esquematizados os vários passos deste procedimento (EUR23252, 2013).

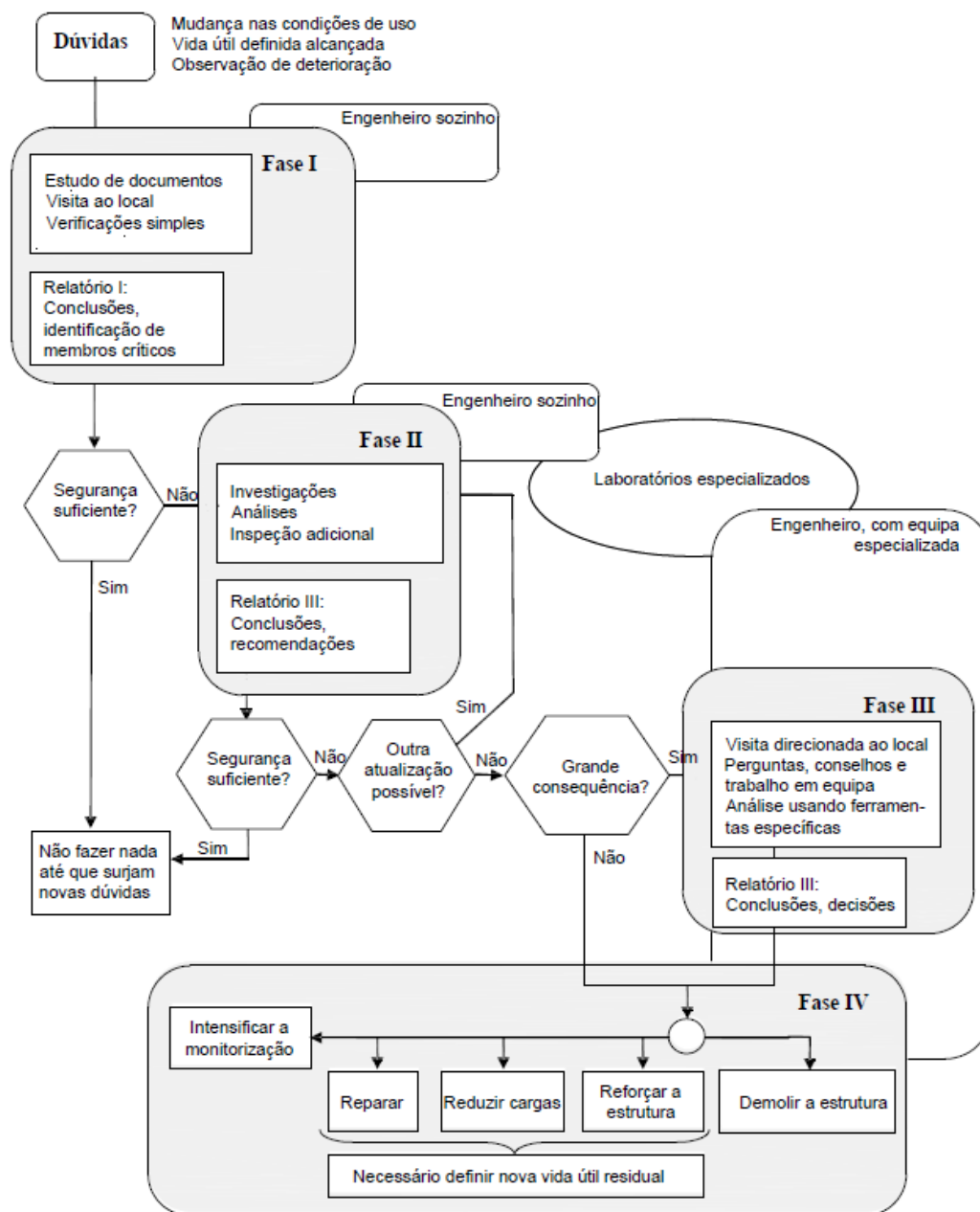


Fig. 2.14 - Procedimentos passo a passo para a avaliação à fadiga, adaptado de EUR23252 (2013).

Tal como apresentado na Fig. 2.14, o procedimento para a avaliação à fadiga está dividida em quatro fases, que se encontram brevemente descritas abaixo:

- i) Fase I – Avaliação preliminar: esta primeira fase tem como principal objetivo eliminar qualquer tipo de dúvidas que existam em relação à segurança estrutural da ponte, tendo em conta apenas métodos simplificados e conservadores de análise à fadiga e de deteção de elementos críticos suscetíveis ao dano. Esta fase pode ser realizada pelos engenheiros;

- #### 2.4.4. PROCEDIMENTOS PARA A AVALIAÇÃO À FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS

De acordo com a EN1991-2 (2003), a avaliação à fadiga deve ser efetuada segundo determinados cenários de tráfego, mediante o tipo de tráfego esperado na ponte em análise. De acordo com a norma, existem doze comboios de fadiga correspondentes a diferentes tipos de comboios (alta velocidade, passageiros, mercadorias, etc), que se encontram descritos na Tabela 2.4. Na Fig. 2.15, a título de exemplo, encontra-se apresentado o modelo de cargas do comboio Tipo 1.



Tabela 2.4 - Comboios de fadiga padrão (EN1991-2 (2003)).

Comboio	Tipo de comboio	Velocidade (Km/h)	Comprimento (m)	Carga (KN/m)	Carga max eixo (KN)	Peso do comboio (KN)
1	Locomotiva de passageiros	200	262.10	25.30	225	6630
2	Locomotiva de passageiros	160	281.10	18.90	225	5300
3	Alta velocidade de passageiros	250	385.52	24.40	200	9400
4	Alta velocidade de passageiros	250	237.60	21.50	170	5100
5	Locomotiva de mercadorias	80	270.30	80.00	225	21600
6	Locomotiva de mercadorias	100	333.10	43.00	225	14310
7	Locomotiva de cargas	120	196.50	52.70	225	10350
8	Locomotiva de mercadorias	100	212.50	48.70	225	10350
9	Suburbano	120	134.80	22.00	130	2960
10	Subterrâneo	120	129.60	27.80	150	3600
11	Locomotiva de mercadorias	120	198.50	57.20	250	11350
12	Locomotiva de mercadorias	100	212.50	53.40	250	11350

O cenário selecionado deve estar de acordo com o tipo de tráfego previsto para a ponte ferroviária a analisar. O Anexo D da EN1991-2 (2003) apresenta assim três cenários de tráfego de dimensionamento, nomeadamente o cenário de tráfego padrão, constituídos por comboios de todos os tipos, o cenário de tráfego pesado, constituído na maioritariamente por comboios de mercadorias, e ainda o cenário de tráfego leve, que visa o dimensionamento de pontes que suportam tráfego ligeiro, tal como metro de superfície ou comboios regionais. Estes três cenários encontram-se apresentados nas Tabelas 2.5 a 2.7.

Tabela 2.5 - Cenário de tráfego padrão com cargas $\leq 225\text{KN}$ por eixo (EN1991-2 (2003)).

Comboio	Tipo de comboio	Nº comboios/ dia	Peso do comboio (KN)	Volume tráfego (10^6 c/ano)
1	Locomotiva de passageiros	12	6630	2.90
2	Locomotiva de passageiros	12	5300	2.32
3	Alta velocidade de passageiros	5	9400	1.72
4	Alta velocidade de passageiros	5	5100	0.93
5	Locomotiva de mercadorias	7	21600	5.52
6	Locomotiva de mercadorias	12	14310	6.27
7	Locomotiva de mercadorias	8	10350	3.02
8	Locomotiva de mercadorias	6	10350	2.27
Total		67		24.95

Tabela 2.6 - Cenário de tráfego pesado com cargas de 225KN por eixo (EN1991-2 (2003)).

Comboio	Tipo de comboio	Nº comboios/ dia	Peso do comboio (KN)	Volume tráfego (10^6 c/ano)
5	Locomotiva de mercadorias	6	21600	4.73
6	Locomotiva de mercadorias	13	14310	6.79
11	Locomotiva de mercadorias	16	11350	6.63
12	Locomotiva de mercadorias	16	11350	6.63
Total		51		24.78

Tabela 2.7 - Cenário de tráfego leve com cargas $\leq 225\text{kN}$ por eixo (EN1991-2 (2003)).

Comboio	Tipo de comboio	Nº comboios/ dia	Peso do comboio (KN)	Volume tráfego (10^6 c/ano)
1	Locomotiva de passageiros	10	6630	2.4
2	Locomotiva de passageiros	5	5300	1.0
5	Locomotiva de mercadorias	2	21600	1.4
9	Suburbano	190	2960	20.5
Total		207		25.3

De acordo com as normas EN1991-2 (2003) e EN1993-2 (2006), sempre que o tráfego padrão reproduzir adequadamente o tráfego real e nenhuma análise dinâmica for necessária, a análise da fadiga pode ser realizada através do método das tensões equivalentes. Assim sendo, o modelo de carga a utilizar é o

modelo de carga LM71 (ver Fig. 2.7), considerando o fator dinâmico (Φ) mas excluindo o fator de classificação da carga (α).

2.4.4.2. Tensões atuantes

A EN1993-1-9 (2004) divide as tensões atuantes em três tipos:

- i) Tensão nominal, calculada no material original ou numa solda adjacente, considerando a teoria elástica e excluindo os efeitos da concentração de tensões (ver Fig. 2.16);

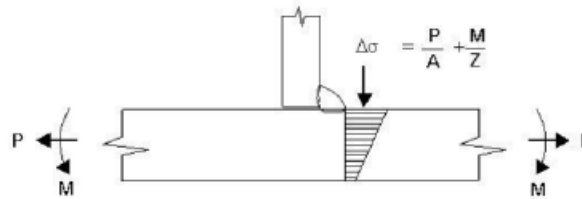


Fig. 2.16 - Exemplo de tensão nominal (ESDEP, 1996).

- ii) Tensão nominal modificada, baseada na tensão nominal, mas multiplicada por um fator de concentração de tensões apropriado;
- iii) Tensão geométrica, a tensão máxima principal no material original adjacente ao cordão de soldadura, tendo em consideração o efeito da concentração de tensões devido à geometria geral (ver Fig. 2.17).

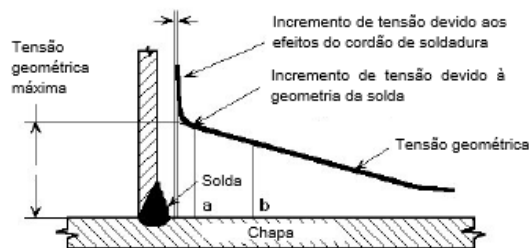


Fig. 2.17 - Exemplo de tensão geométrica (ESDEP, 1996).

Segundo o Eurocódigo, as tensões nominais devem ser calculadas em estado limite de fadiga e nos locais onde potencialmente possa aparecer uma fenda. No material de base as tensões relevantes são as tensões nominais normal σ e de corte τ , enquanto que na solda é relevante determinar a tensão normal perpendicular ao eixo do cordão σ_{wf} , correspondente à raiz da soma dos quadrados das tensões perpendiculares $\sigma_{\perp f}$ e $\tau_{\perp f}$, e a tensão de corte paralela ao eixo do cordão τ_{wf} , tal como se verifica na Fig. 2.18.

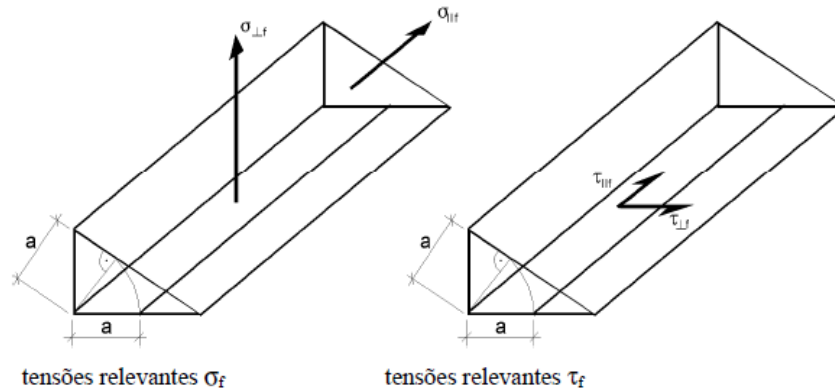


Fig. 2.18 - Tensões relevantes nas soldaduras de ângulo (EN1993-1-9, 2004).

2.4.4.3. Resistência à fadiga

Sendo a fadiga um fenómeno derivado da aplicação de carregamentos cíclicos a que os detalhes estruturais estão sujeitos, a sua resistência é expressa pela relação entre a gama de tensões e o número de ciclos de rotura, sendo representada numa escala logarítmica, ou seja, o logaritmo da gama de tensão ($\log \Delta\sigma_R$ ou $\log \Delta\tau_R$) com o logaritmo do número de ciclos de rotura ($\log N$). As curvas criadas por estas relações são designadas por curvas S-N globais, representadas na Fig. 2.19 (EN1993-1-9, 2004).

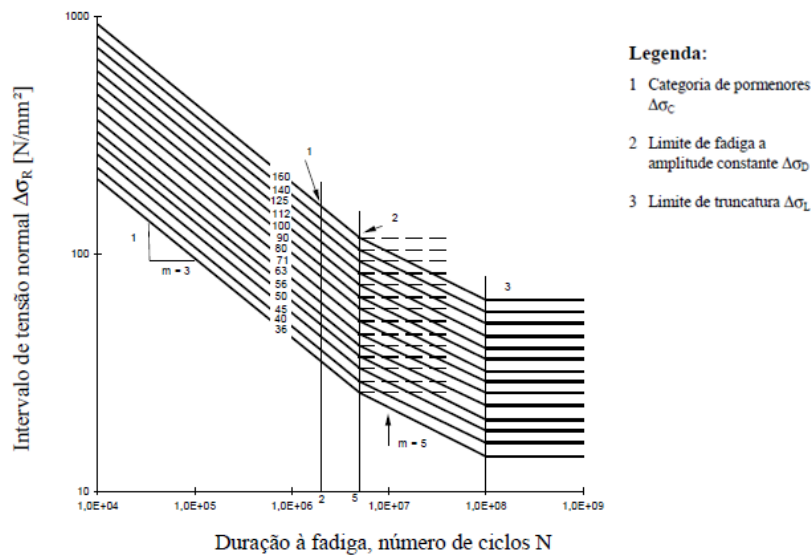


Fig. 2.19 - Curvas de resistência à fadiga para gamas de tensão normal (EN1993-1-9, 2004).

Para as curvas de fadiga referentes às gamas de tensão de corte (ver Fig. 2.20), o tratamento é semelhante ao preconizado nas curvas S-N para as gamas de tensão normal, sendo que a curva possui apenas dois declives.

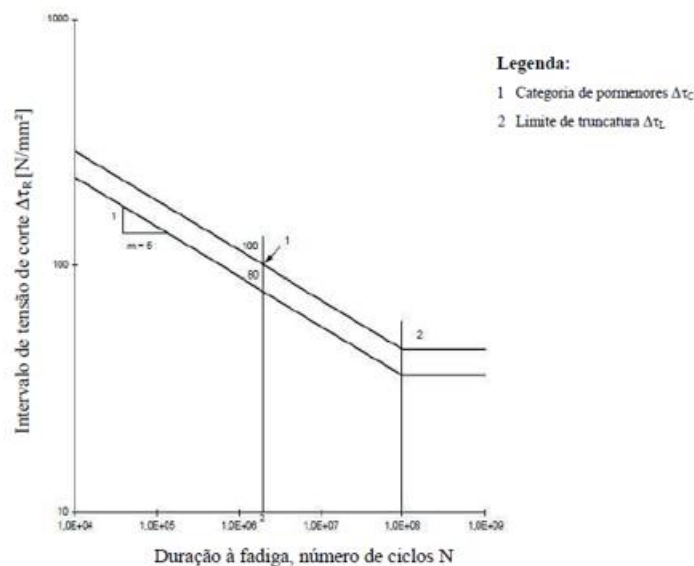


Fig. 2.20 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões de corte (EN1993-1-9, 2004).

2.4.5. METODOLOGIAS REGULAMENTARES PARA AVALIAÇÃO À FADIGA

Existem vários métodos para a avaliação à fadiga, mas os mais usados são os baseados na tensão nominal, presentes na EN1993-1-9 (2004), uma vez que são de fácil aplicação prática. No entanto, este método apresenta algumas limitações, como o limitado número de detalhes apresentado nas normas e, no caso de uma estrutura ser complexa, a dificuldade em definir o valor de referência para a tensão nominal.

Nesta secção são apresentados, de forma breve, a metodologia baseada na tensão nominal e algumas metodologias avançadas, dando destaque à metodologia baseada na tensão *hot-spot* visto que será a utilizada no presente trabalho.

2.4.5.1. Avaliação de tensões nominais

A tensão nominal é a base da abordagem clássica e mais usada para a avaliação da fadiga. Esta abordagem tem como base um grande número de testes de fadiga, realizados principalmente na década de 1970 em juntas soldadas e não soldadas. Com os resultados experimentais foi possível definir um conjunto de curvas S-N, contemplando os efeitos da geometria, material e qualidade da solda (Heshmati, 2012). Com base nas avaliações estatísticas dos resultados do teste, cada detalhe de construção é associado a uma ou a várias curvas S-N. A Fig. 2.21 apresenta, a título exemplificativo, a definição da categoria de alguns detalhes de acordo com a EN1993-1-9 (2004).

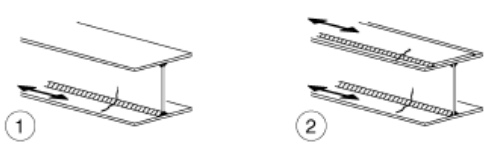
Categoria do pormenor	Pormenor construtivo	Descrição	Requisitos
125		<u>Soldaduras longitudinais contínuas:</u> 1) Soldadura automática ou totalmente mecânica de topo executada em ambos os lados. 2) Soldadura automática ou totalmente mecânica de ângulo. Extremidades das chapas de recobrimento a verificar de acordo com o pormenor 6) ou 7) do Quadro 8.5.	<u>Pormenores 1) e 2):</u> Não é permitida qualquer paragem/recomeço da soldadura excepto no caso em que a reparação é executada por um especialista e a execução correcta da reparação é controlada por inspecção.
80	$L \leq 50 \text{ mm}$	<u>Acessórios longitudinais:</u> 1) A categoria dos pormenores varia com o comprimento do acessório, L.	Espessura do acessório inferior à sua altura. Caso contrário, ver o Quadro 8.5, pormenores 5) ou 6).
71	$50 < L \leq 80 \text{ mm}$		
63	$80 < L \leq 100 \text{ mm}$		
56	$L > 100 \text{ mm}$		

Fig. 2.21 - Pormenores construtivos e respetivas categorias de fadiga (EN1993-1-9, 2004).

Para este processo, é necessário seguir estes passos:

- Cálculo da tensão normal ou de corte na seção crítica em questão;
- Determinação da categoria do pormenor pertinente a partir das tabelas fornecidas pelos códigos e diretrizes.

Determinada a categoria do pormenor correspondente, é possível estabelecer a curva S-N indicada. Comparando a tensão nominal nos detalhes com a curva S-N, é possível determinar a resistência à fadiga/vida útil dos detalhes.

2.4.5.2. Avaliação de tensões *hot-spot*

Uma vez que as tensões nominais apenas consideram os efeitos globais e locais macrogeométricos, não é possível considerar os efeitos da concentração de tensões junto do pé da soldadura (ver Fig. 2.22). Estes efeitos podem ser avaliados através do cálculo de tensões *hot-spot*. Este nome deve-se ao facto de ocorrer um acréscimo de temperatura devido à deformação plástica do material (Ferreira, 2017).

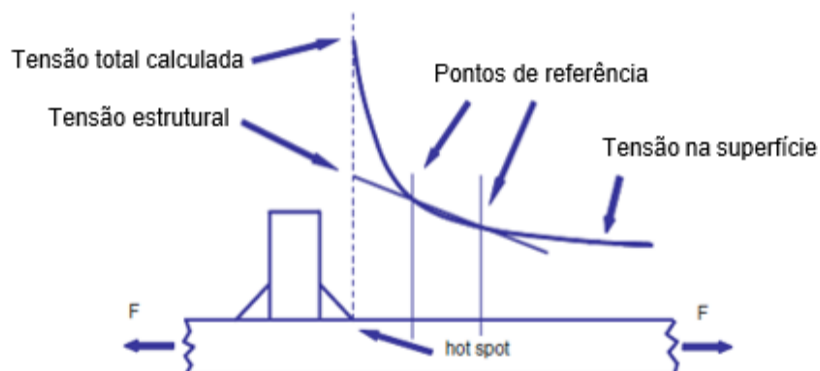


Fig. 2.22 - Concentração de tensões no pé de um cordão de soldadura, adaptado de Hobbacher (2016).

Devido à existência simultânea de esforço axial, momento fletor e um pico de tensão não-linear, a tensão junto do pé da solda é elevada. Este valor é justificado pelo efeito de entalhe no pé da solda. Na Fig. 2.23 está ilustrada a decomposição do estado de tensão.

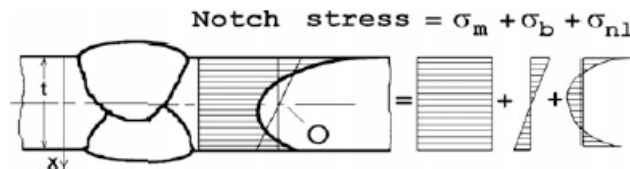


Fig. 2.23 - Decomposição do estado de tensão (Hobbacher, 2016).

O objetivo da tensão *hot-spot* é retirar o efeito da tensão não-linear e para tal é extrapolado um valor inferior a esta a partir de pontos mais afastados do pé da solda.

Este método é indicado para situações em que a tensão variável seja perpendicular ao pé da solda, mas também pode ser utilizado em casos de tensão biaxial, desde que a tensão principal não tenha um desvio superior a 60° relativamente ao pé da solda (Hobbacher, 2016).

Para calcular a tensão *hot-spot* pode ser utilizado um modelo de elementos finitos, onde são indicados pontos de referência e, a partir destes ser possível realizar a extrapolação. Na Fig. 2.24 estão representados dois tipos de tensão *hot-spot*: a) no pé da solda na superfície de uma chapa e b) no pé da solda na borda de uma chapa.

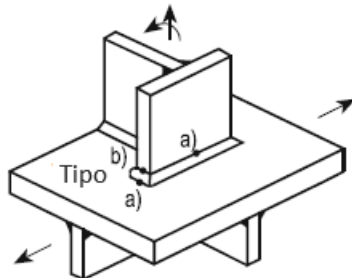


Fig. 2.24 - Tipos de *hot-spot* (adaptado de Hobbacher (2016)).

Dentro do modelo de elementos finitos, pode haver duas abordagens (ver Fig. 2.25). A primeira abordagem baseia-se em elementos de casca, onde são recomendados os de 8 nós (Hobbacher, 2016), representando apenas o plano médio das chapas, excluindo a solda. Já na segunda abordagem recorre-se a elementos sólidos, com as espessuras correspondentes às dos materiais, onde também é considerada a soldadura. Para a última abordagem é aconselhado o uso de elementos de 20 nós.

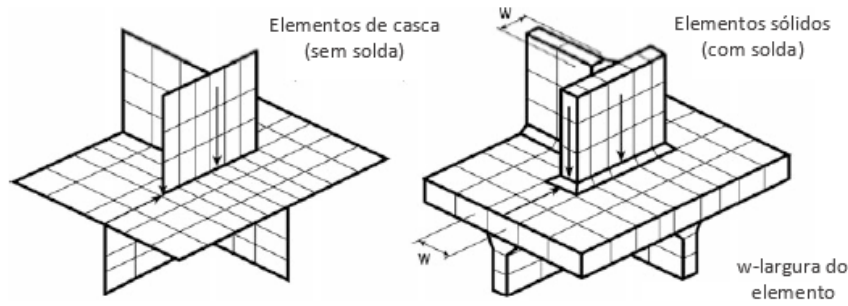


Fig. 2.25 - Malhas e caminhos de avaliação de tensão típicos para um detalhe soldado, adaptado de Hobbacher (2016).

Para o cálculo da tensão *hot-spot* são necessários pontos de referência e equações de extrapolação. Os pontos de referência dependem da espessura da malha e do tipo de *hot-spot*, como mostra a Fig. 2.26.

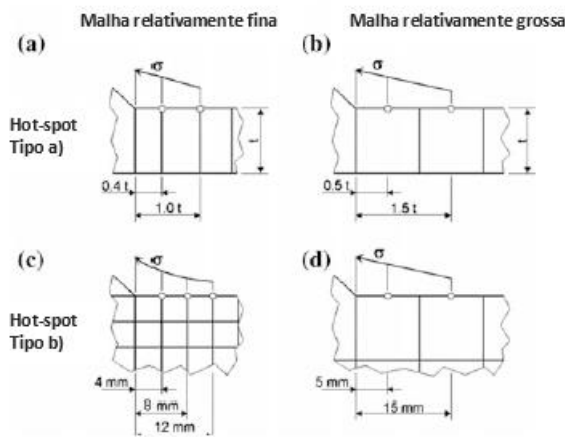


Fig. 2.26 - Pontos de referência em diferentes tipos de malha, adaptado de Hobbacher (2016).

As equações de extrapolação variam com a espessura da malha e tipo de *hot-spot*, como representado na Fig. 2.26. Os valores das tensões *hot-spot* σ_{hs} - tipo (a) - são obtidos através de uma extrapolação linear utilizando as equações abaixo apresentadas (Hobbacher, 2016):

i) Malhas finamente discretizadas

$$\sigma_{hs} = 1.67 \cdot \sigma_{0.4t} - 0.67 \cdot \sigma_{1.0t} \quad (2.40)$$

ii) Malhas grosseiramente discretizadas

$$\sigma_{hs} = 1.5 \cdot \sigma_{0.5t} - 0.5 \cdot \sigma_{1.5t} \quad (2.41)$$

onde $\sigma_{0.4t}$, $\sigma_{0.5t}$, $\sigma_{1.0t}$ e $\sigma_{1.5t}$ representam as tensões às distâncias 0.4t, 0.5t, 1.0t e 1.5t do pé da solda, respetivamente, sendo t a espessura da chapa.

No caso de a variação da tensão não-linear ser particularmente intensa, pode ser utilizada uma extrapolação quadrática (Equação (2.42)), avaliando a tensão nas distâncias 0.4t, 0.9t e 1.4t:

$$\sigma_{hs} = 2.52 \cdot \sigma_{0.4t} - 2.24 \cdot \sigma_{0.9t} + 0.72 \cdot \sigma_{1.4t} \quad (2.42)$$

Nas tensões *hot-spot* - tipo (b) - a espessura das chapas não afeta o cálculo, o valor das tensões é obtido pelas Equações (2.43) e (2.44), respetivamente para o caso de malha fina e malha grossa:

$$\sigma_{hs} = 3 \cdot \sigma_{4mm} - 3 \cdot \sigma_{8mm} + \sigma_{12mm} \quad (2.43)$$

$$\sigma_{hs} = 3 \cdot \sigma_{5mm} - 0.5 \cdot \sigma_{15mm} \quad (2.44)$$

Em estruturas existentes, a tensão *hot-spot* pode ser extrapolada através da medição de extensões superficiais, colocando extensómetros em posições semelhantes às referidas acima (Ferreira, 2017).

Além da norma EN1993-1-9 (2004), as normas IIW (Hobbacher, 2016) também classificam curvas S-N através de um valor, designado por FAT, que indica o intervalo de tensões correspondentes a 2 milhões de ciclos. As curvas de tensão normal admitem declive constante $m=3$ e limite de truncatura para 10^7 ciclos, idêntica à abordagem da tensão normal da EN1993-1-9 (2004) considerando amplitude constante ($\Delta\sigma_D$). No caso das tensões de corte, as curvas admitem declive constante $m=5$ e limite de truncatura para 10^8 ciclos, em semelhança com a abordagem da tensão de corte da EN1993-1-9 (2004). As duas normas diferenciam-se nas categorias de pormenores que apresentam. A Fig. 2.27 apresenta, a título exemplificativo, a definição da categoria de alguns detalhes de acordo com a norma IIW (Hobbacher, 2016).

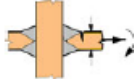
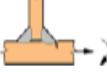
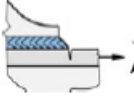
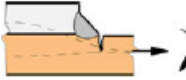
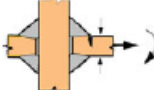
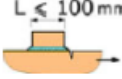
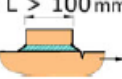
Nº.	Detalhe estrutural	Descrição	Requerimentos	FAT Aço	FAT Alu.
1		Junta de topo	—————	100	40
2		Junta em T com penetração total (preparação em K)	Juntas em k soldadas sem fendas	100	40
3		Filetes não estruturais	Reforço não estrutural, nunca mais largo que a placa principal	100	40
4		Juntas de suporte, topos dos reforços longitudinais	Filete soldado, em toda a volta ou apenas na base	100	40
5		Junta com placa de sobreposição e similares	—————	100	40
6		Junta cruciforme com filetes carregados	Filete soldado	90	36
7		Junta de sobreposição com filetes estruturais	Filete soldado	90	36
8		Junta tipo "b" com reforço curto	Apenas com filete ou penetração total	100	40
9		Junta tipo "b" com reforço longo	Apenas com filete ou penetração total	90	36

Fig. 2.27 - Categorias de resistência *hot-spot* à fadiga (adaptado de Hobbacher, 2016).

2.4.5.3. Metodologias de avaliação do dano à fadiga

As normas europeias EN1993-1-9 (2004) e EN1993-2 (2006) propõem duas diferentes abordagens para analisar a fadiga de um detalhe estrutural, sendo elas o método das tensões equivalentes e o método linear de acumulação de dano.

O método das tensões equivalentes permite transformar um intervalo de tensões de amplitude variável numa tensão constante equivalente, $\Delta\sigma_{E,2}$, e determinar automaticamente a suscetibilidade a danos por fadiga a partir da Equação (2.45):

$$\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c \quad (2.45)$$

onde, γ_{Ff} representa o coeficiente parcial de segurança para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente, γ_{Mf} o coeficiente parcial de segurança para a resistência à fadiga, e $\Delta\sigma_c$ o valor de referência da resistência à fadiga para 2 milhões de ciclos que define a categoria do detalhe. A Fig. 2.28 representa esquematicamente esta condições, comparando a tensões constante equivalente atuante majorada com a resistência à fadiga para 2 milhões de ciclos, obtida a partir da curva S-N referente à classificação do detalhe em análise.

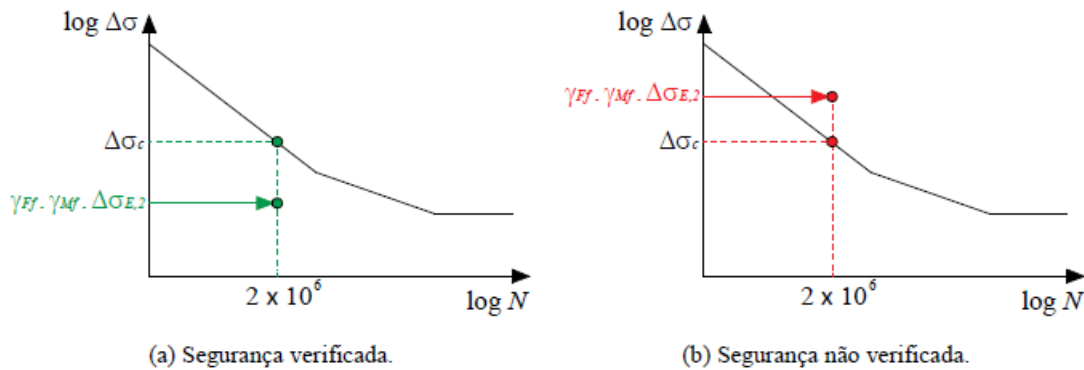


Fig. 2.28 - Verificação da segurança à fadiga pelo método das tensões equivalentes.

A tensão constante equivalente $\Delta\sigma_{E,2}$ pode ser definida pela Equação (2.46):

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_p \quad (2.46)$$

em que λ representa o fator de dano equivalente, ϕ o fator de ampliação dinâmica e $\Delta\sigma_p$ o valor do intervalo de tensões de referência, sendo definido por:

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} \quad (2.47)$$

onde, $\sigma_{p,max}$ e $\sigma_{p,min}$ representam, respetivamente, os valores máximos e mínimos da envolvente de tensões obtidas num determinado detalhe. Segundo EN1993-2 (2006), deve ser utilizado o modelo de cargas LM71 para a avaliação simplificada de fadiga em pontes ferroviárias, passando o intervalo de tensões $\Delta\sigma_p$ a ser definido como:

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{71} \quad (2.48)$$

sendo $\Delta\sigma_{71}$ definido no Anexo D da EN1991-2 (2003) como o intervalo de tensões devido ao modelo de carga LM71.

Se a Equação (2.45) for cumprida, considera-se que o pormenor não está suscetível a dano de fadiga, podendo passar à análise do pormenor seguinte. No caso de a condição não ser verificada, é necessário passar a uma análise mais detalhada do pormenor.

Por outro lado, o método de acumulação de dano linear é dos métodos mais utilizados para a avaliação do dano à fadiga, fazendo parte das recomendações normativas europeias. Na maioria dos casos, a sua utilização apenas pode ser condicionada pelo tipo de detalhes existentes na estrutura a ser analisada, isto porque o intervalo de detalhes cobertos pelas normas é muito reduzido. Devido ao facto de ser necessária uma resposta da análise dinâmica nos detalhes críticos da estrutura para cenários de tráfego real ou misturas de tráfego, este método torna-se complexo e demorado (Albuquerque, 2015).

A avaliação à fadiga pelo método de acumulação de danos é feita através da regra de Palmgren-Miner (EN1993-1-9, 2004):

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (2.49)$$

onde, D representa o dano acumulado por fadiga considerando uma determinada carga cíclica, n_i é o número de ciclos de carga em tensão igual a $\Delta\sigma_i$, e N_i é a vida útil, expressa em ciclos de detalhes submetidos à mesma faixa de tensão.

Este método divide-se em várias etapas, apresentadas no Anexo A de EN1993-1-9 (2004):

- i) definição dos cenários de carregamento, após caracterizar os cenários de tráfego;
- ii) determinação dos históricos de tensões nos detalhes;
- iii) contagem de ciclos de tensões utilizando um método apropriado, como por exemplo o método do reservatório (Ribeiro (2004)) ou método “rainflow” (Matsuishi (1968));
- iv) determinação do histograma da faixa de tensões n_i ;
- v) identificação da curva S-N que melhor relaciona a resistência à fadiga expressa em termos de ciclos N_i com o intervalo de tensão $\Delta\sigma_i$;
- vi) cálculo do dano de fadiga pela regra de Palmgren-Miner.

A Fig. 2.29 representa esquematicamente o processo de cálculo do dano acumulado à fadiga.

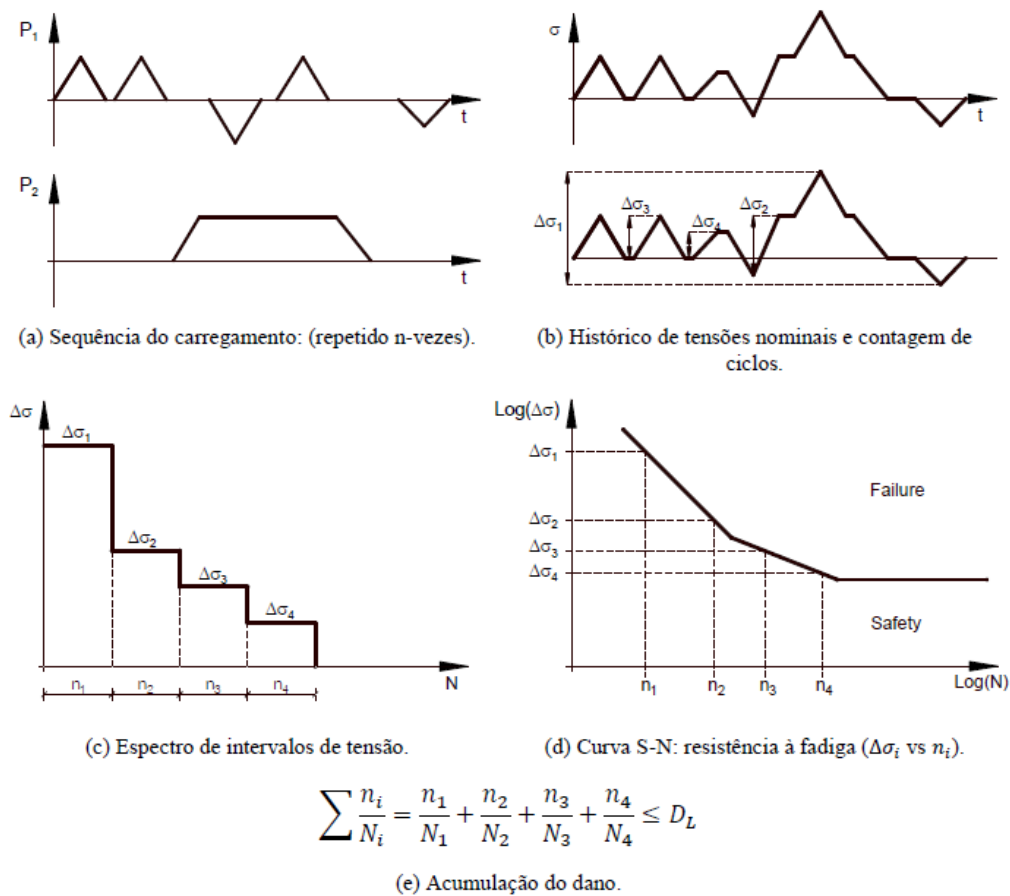


Fig. 2.29 - Processo de cálculo do dano estrutural adaptado de EN1993-1-9 (2004).

2.4.5. ABORDAGENS LOCAIS À FADIGA E MECÂNICA DA FRATURA

Além das metodologias apresentadas no tópico anterior, existem ainda outras metodologias para a avaliação da fadiga, baseadas em abordagens locais e na mecânica da fratura.

2.4.5.1. Abordagens locais

As abordagens locais à fadiga permitem a avaliação do dano à fadiga através da utilização de parâmetros de dano locais e utilizando a lei de Palmgren-Miner para a avaliação do dano. A utilização deste tipo de abordagens têm de ser apoiadas em modelos globais da estrutura em consideração para identificação das localizações críticas, para posterior modelação da resposta local com o propósito de obter o histórico de deformações elasto-plásticas na raiz do entalhe. A relação das amplitudes de deformações elástica e plástica em função do número de ciclos são baseadas nas leis de Basquin (Basquin, 1910) e de Manson-Coffin (Manson, 1965).

2.4.5.2. Mecânica da fratura

Segundo Griffith (1921), a diferença entre os valores teóricos e os reais das tensões é justificada pela existência de falhas, mesmo que pequenas. Através de experiências com vidro, Griffith mostrou que a ausência de falhas levava a uma aproximação da tensão medida com a tensão teórica. Para ultrapassar as dificuldades de explicar como a presença de falhas diminuía a resistência à fratura, Griffith introduziu

uma falha artificial nas suas amostras experimentais na forma de uma fenda na superfície. Com esta experiência o autor concluiu que o produto da raiz quadrada do comprimento da fenda a pela tensão na fratura σ_f era praticamente constante (C), tal como mostra a Equação (2.50):

$$\sigma_f \sqrt{a} = C \quad (2.50)$$

Mais tarde, a teoria proposta por Griffith sofreu uma modificação sugerida por Irwin, ficando assim de acordo com a teoria real dos materiais estruturais. Uma vez que existem deformações inelásticas em redor da ponta da fissura, a teoria elástica linear não se aplica e, portanto, a energia necessária para causar a fratura do material é superior à energia de superfície proposta por Griffith. Consoante a carga aplicada vai aumentando, a zona plástica aumenta também de tamanho até que a fissura cresça e começando assim a energia de deformação plástica a diminuir com o aumento da fissura, dissipando energia na forma de calor. A sugestão de Irwin passa então pela adição de um termo dissipativo para materiais quebradiços. Em termos físicos, os materiais dúcteis necessitam de mais energia que os materiais quebradiços para o crescimento das fendas (Ribeiro et al., 2011).

A energia elástica dissipada com o aumento da fissura representa a força motriz termodinâmica da fratura e a energia dissipada que, segundo Orowan (1949), inclui a dissipação plástica e a energia de superfície, representando assim a resistência termodinâmica à fratura. A expressão seguinte permite o cálculo da energia total dissipada G :

$$G = 2\gamma + G_p \quad (2.51)$$

em que γ representa a energia superficial e G_p a energia de dissipação plástica do crescimento da fenda.

Irwin e Orowan chegaram à conclusão que, desde que os métodos de elasticidade linear possam ser utilizados (e portanto a extensão da zona deformada plasticamente seja muito menor que a), a resistência à fratura é dada pelo valor crítico de G (Branco et al., 1999):

$$\sigma_f \sqrt{a} = \sqrt{\frac{EG}{\pi}} \quad (2.52)$$

Irwin propôs ainda o conceito do fator de intensidade de tensão K , definido por:

$$K = \sigma \sqrt{\pi a} \quad (2.53)$$

em que σ representa a tensão aplicada e a o comprimento da fenda. Se K atingir um certo valor crítico, dependente da resistência à fratura do material, ocorre o colapso. Este valor crítico (K_{IC}) pode ser definido em função do fator K , tal como mostra a Equação (2.54):

$$K_{IC} = Y \sigma \sqrt{\pi a} \quad (2.54)$$

onde Y representa um fator geométrico função da amostra e da geometria da fissura.

Para a obtenção de tensões e deformações em materiais fissurados foi desenvolvida uma técnica analítica por Westergaard que consiste na determinação do estado de tensão na extremidade mais distante de uma fenda com comprimento $2a$ numa placa com dimensões infinitas solicitada pela tensão σ , tal como representado na Fig. 2.30.

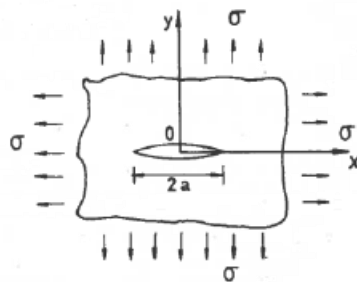


Fig. 2.30 - Chapa com fenda central (Branco et al., 1999).

2.5. REFORÇO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS METÁLICOS COM PLACAS FRP

2.5.1. INTRODUÇÃO

Grande parte das pontes ferroviárias metálicas existentes foram construídas no século XIX e no início do século XX, tendo algumas ultrapassado já a vida útil para a qual foram projetadas, necessitando assim de manutenção para que se possa prolongar o tempo de operacionalidade das mesmas por mais tempo. A manutenção deste tipo de pontes é uma questão muito delicada, uma vez que muitas delas apresentam elevados danos por fadiga nos detalhes mais críticos. A avaliação do dano acumulado por fadiga é de elevada importância, tendo em conta que as pontes foram projetadas para velocidades de circulação e cargas de veículos ferroviários inferiores às que são atualmente usadas. A solicitação das pontes metálicas existentes pelos cenários de tráfego atuais (maiores cargas por eixo e maior velocidade de circulação), originam um aumento significativo do dano por fadiga num tempo mais reduzido, quando comparado com o dano que ocorreria devido à passagem dos comboios para as quais foram projetadas.

Uma vez que, a substituição de uma ponte é um processo muito dispendioso e muitas vezes impraticável, os gestores de infraestruturas procuram soluções de reforço de forma a aumentar a vida residual da ponte. Vários estudos sugerem que a solução passa pela colocação de placas de polímeros reforçados com fibras (FRP - *Fyber Reinforced Polymers*) em zonas de elevada concentração de tensões de forma a reduzir essas tensões e assim prolongar a vida útil da ponte. Esta técnica tem sido bastante reconhecida por ser uma técnica eficiente para reduzir ou até mesmo interromper o crescimento das fendas de fadiga nos elementos metálicos.

2.5.2. INFLUÊNCIA DA APLICAÇÃO DE FRP EM ESTRUTURAS

De modo a ser possível avaliar o desempenho das estruturas reforçadas com placas de FRP, Hu et al. (2017) propuseram métodos para análise de fadiga em elementos reforçados, com ou sem fendas de

fadiga, baseados em estudos experimentais realizados por Zhao et al. (2000). A metodologia proposta pelo autor inclui a definição de coeficientes de homogeneização entre os materiais (FRP + aço) e a definição de alguns detalhes estruturais reforçados, onde são apresentadas informações acerca da localização do reforço e da orientação das fibras. Na Fig. 2.31 são apresentados alguns desses detalhes estruturais.

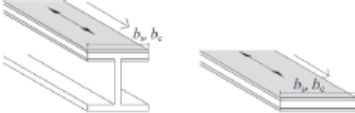
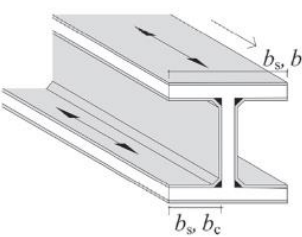
Detalhe estrutural	Reforço	Descrição	S_{DC}	Grau
1. Partes não soldadas de um componente		Produtos laminados ou extrudados, componentes com arestas maquinadas, seção oca sem costura	160	2
		Corte a gás da máquina ou material cortado com curativo subsequente, sem fendas nem imperfeições visíveis	140	
		Arestas cortadas termicamente da máquina, cantos removidos, sem fendas visíveis	125	
		Arestas cortadas termicamente manualmente, livres de fendas e entalhes severos	100	
		Arestas cortadas termicamente manualmente, sem controle, com um entalhe acima de 0,5 mm	80	
3. Soldas longitudinais sujeitas a carga		Junta em K soldada continuamente com penetração total sem posições de início/fim (com base na faixa de tensão no banzo) NDT	125	2
		Soldadura contínua de filete de dupla face longitudinal automática sem posições de parada / partida (com base na faixa de tensão no banzo)	112	
		Filete longitudinal contínuo manual ou soldadura de topo (com base na faixa de tensão no banzo)	90	

Fig. 2.31 - Exemplos de detalhes estruturais (adaptado de Hu et al. (2017)).

Se o material não apresentar fendas iniciais e a superfície onde será aplicado o FRP receber o tratamento adequado, não ocorrerá descolamento nos membros de aço reforçados (Mall e Conley, 2009). A superfície onde será aplicado o FRP deverá ser jateada e depois limpa com acetona (Hu, Zhao e Feng,

2016) para depois poder ser aplicado o adesivo que irá fixar o FRP. As tensões instaladas no aço após a aplicação das placas de FRP podem ser estimadas a partir das Equações 2.55 a 2.58.

$$S_{c/FRP} = S_{s/FRP} \times \frac{1}{1 + \left(\frac{E_c}{E_s}\right) \left(\frac{b_c}{b_s}\right) \left(\frac{t_c}{t_s}\right)} \quad (2.55)$$

$$S_{c/FRP} = S_{s/FRP} \times \frac{1}{1 + 2 \times \left(\frac{E_c}{E_s}\right) \left(\frac{b_c}{b_s}\right) \left(\frac{t_c}{t_s}\right)} \quad (2.56)$$

$$S_{c/FRP} = S_{s/FRP} \times \frac{1}{1 + \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{b_f}{b_s}\right) \left(\frac{t_f}{t_s}\right)} \quad (2.57)$$

$$S_{c/FRP} = S_{s/FRP} \times \frac{1}{1 + 2 \times \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{b_f}{b_s}\right) \left(\frac{t_f}{t_s}\right)} \quad (2.58)$$

onde, $S_{s/FRP}$ representa a tensão instalada no aço antes do reforço, E o módulo de elasticidade, b a largura e t a espessura. As variáveis c , f e s representam, respetivamente, o conjunto do FRP com o adesivo, o adesivo e o aço. As Equações 2.55 e 2.57 devem ser utilizadas quando o reforço é aplicado apenas numa das faces do elemento, enquanto que as Equações 2.56 e 2.58 aplicam-se a soluções de reforço em ambas as faces. A Fig. 2.32 ilustra o mecanismo de reforço FRP.

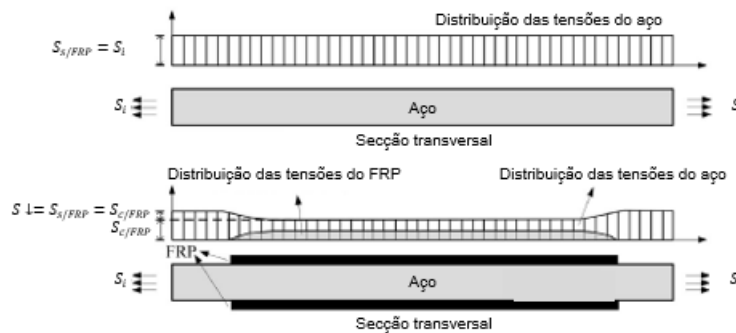


Fig. 2.32 - Mecanismo do FRP a diminuir a tensão do aço sem fenda, adaptado de Hu et al. (2017).

No caso elementos com fendas, a aplicação de FRP pode prolongar a vida à fadiga de três formas: i) reduzindo a faixa de tensões na zona da fenda; ii) reduzindo o deslocamento da abertura da fissura e iii) promovendo o fecho da fenda (Colombi e Fava, 2016). Como o FRP tem uma elevada resistência à tração, é utilizado para absorver parte da tensão de tração dos elementos reforçados. A Fig. 2.33 representa o mecanismo do FRP, onde se vê que a aplicação do FRP na zona da fenda tem um impacto importante na redução das tensões instaladas. As Equações 2.59 e 2.60 permitem estimar, considerando

reforço apenas de um ou nos lado dois do elemento, respetivamente, o valor das tensões no aço reforçado,

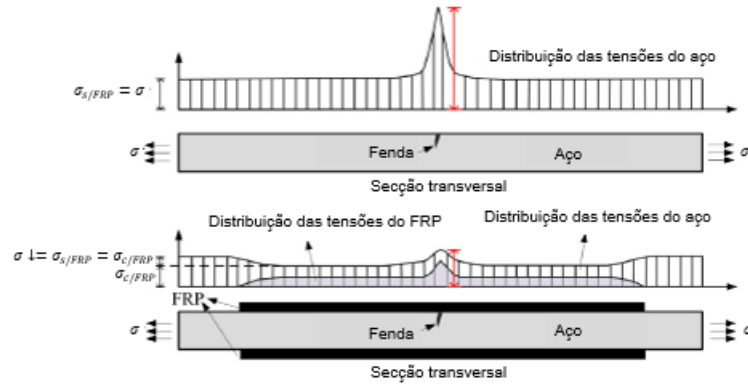


Fig. 2.33 - Mecanismo do FRP a diminuir a tensão do aço com fenda, adaptado de Hu et al. (2017).

$$\Delta\sigma_{c/FRP} = \Delta\sigma_{s/FRP} \times \frac{E_s t_s (b_s - 2a)}{E_s t_s (b_s - 2a) + E_c t_c b_c} \quad (2.59)$$

$$\Delta\sigma_{c/FRP} = \Delta\sigma_{s/FRP} \times \frac{E_s t_s (b_s - 2a)}{E_s t_s (b_s - 2a) + 2E_c t_c b_c} \quad (2.60)$$

sendo que a representa metade do comprimento da fenda.

2.5.3. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DE FRP EM ESTRUTURAS

A técnica de reforço estrutural com placas FRP é uma técnica utilizada atualmente em estruturas de betão armado. Apesar de já existirem algumas estruturas metálicas reforçadas com este tipo de material com o sucesso esperado, esta é ainda uma área sensível e que carece de muito estudo.

Exemplo de uma estrutura metálica já reforçada com placas FRP é a ponte ferroviária situada em Acton Bridge, Inglaterra (ver Fig. 2.34), que apresentava graves problemas. As cargas provocadas pela passagens dos comboios eram diretamente transmitidas às vigas secundárias o que, devido ao elevado número de passagens de comboios durante o dia, produzia um ciclo de carregamento que poderia levar à rotura por fadiga das vigas secundárias. Estudos realizados por engenheiros da LUL (*London Underground Limited*) mostraram que as vigas secundárias precisavam de ser reforçadas tendo em conta o dano acumulado por fadiga, de modo a que as tensões máximas provocadas pelas passagens dos comboios fossem reduzidas em 25%, o que poderia ser alcançado com placa FRP com módulo de elasticidade elevado (UHM) aplicado no banzo inferior de cada uma das vigas secundárias, deste modo, extendendo a vida de operação da ponte.



Fig. 2.34 - Vistas do reforço estrutural da ponte de Acton Bridge: a) Vista geral da ponte; b) Aplicação de FRP numa viga secundária (Moy e Bloodworth, 2007).

Antes da aplicação da placa FRP as vigas secundárias foram monitorizadas durante algumas semanas e só depois é que foi aplicado o reforço. Primeiramente as faces inferiores de cada viga tiveram de ser todas limpas, retirando a tinta e corrosão existente nelas. A Fig. 2.34 b) mostra os momentos após a limpeza da superfície, onde é aplicado um adesivo epóxi de dupla face de forma a unir as vigas às placas de reforço. As vigas e as placas eram fixadas com grampos enquanto o adesivo atingia a cura. Depois da aplicação do reforço, o monitorização das vigas continuou e foi possível concluir que a solução aplicada levou a uma redução de 24% das tensões principais, muito próximo do valor desejado. A diferença entre o valor esperado e o obtido deve-se possivelmente à flexibilidade do adesivo (Moy e Bloodworth, 2007).

A aplicação de FRP para reforço sísmico de estruturas metálicas é muito raro, apenas se encontram estudos de casos implementados no Japão (Zhao, 2013). A Fig. 2.35 mostra a aplicação de FRP num pilar de aço tubular da ponte Hanshin Bridge, no Japão. Antes do reforço estrutural foram realizados testes cíclicos experimentais em tubos de aço, onde foi demonstrado que a aplicação de placas de FRP atrasou a encurvadura do pé de elefante, o que resultou numa melhoria efetiva da resistência e ductilidade do pilar (Kitada et al., 2003).



Fig. 2.35 - Adaptação sísmica de um pilar tubular de aço, Hanshin Bridge, Japão (Kitada et al., 2003).

A maioria da literatura existente sobre a aplicação de FRP em estruturas refere-se a reforço de elementos já fissurados, não existindo nada para além do limitado trabalho de Ghafoori e Motavalli (2016), sobre a aplicação de FRP como modo de prevenção do aparecimento de fendas. Esta questão é de interesse primordial, pois são mais relevantes para situações práticas. Geralmente as pontes com fendas aparentes são removidas por questões de segurança, que é o caso da ponte River Tone Bridge, em Inglaterra. Durante a inspeção foram detetados danos por fadiga na interseção de vigas transversais com a viga longitudinal, e portanto, está prevista a sua demolição para o ano de 2020. Como prevenção, pontes semelhantes não danificadas pertencentes à mesma linha ferroviária, como a ponte que liga Bristol e Gloucester, a ponte Eastington Bridge, estão a ser reforçadas com placas de FRP.

3

METODOLOGIAS ADOTADAS PARA A ANÁLISE DINÂMICA E AVALIAÇÃO DA FADIGA

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo visa a descrição das metodologias adotadas para realizar as análises dinâmicas e de fadiga, de modo a avaliar a vida útil da Ponte Eastington Road, localizada no Reino Unido. Para realizar as análises referidas foram utilizados dois programas, o Ansys® (2018), programa de cálculo baseado no método dos elementos finitos, e o Matlab® (2019), linguagem de programação que permite interpretar os resultados importados do Ansys®.

Na Secção 3.2 é apresentada a metodologia utilizada para as análises dinâmicas, baseada no método das cargas móveis. Nesta metodologia, a resposta dinâmica da estrutura em análise, Ponte Eastington Road, é obtida com base no método da sobreposição modal.

Para finalizar, na Secção 3.3, é descrita a abordagem utilizada para a avaliação à fadiga baseada na abordagem de tensões *hot-spot*, curvas S-N globais e na regra de acumulação de dano por fadiga (regra de Palmgren-Miner).

3.2. ANÁLISE DINÂMICA

No presente trabalho, a resposta dinâmica da estrutura foi obtida através de uma ferramenta desenvolvida por Horas et al. (2018), baseada no método da sobreposição modal. Esta ferramenta utiliza o programa de elementos finitos Ansys®, para realizar a análise modal da estrutura de forma a extrair as quantidades modais necessárias (deslocamentos modais). Após o cálculo dos deslocamentos modais, recorre-se a funções desenvolvidas em Matlab® que permitem obter as coordenadas modais, considerando para o efeito o cenário de carregamento que se pretende analisar. Aplicando o método da sobreposição modal, é então possível avaliar a resposta final da estrutura perante essa solicitação. Este processo é descrito de forma detalhada nas secções seguintes.

3.2.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Sendo o modelo de cargas móveis caracterizado por um conjunto de cargas correspondentes às cargas estáticas dos eixos do comboio, é necessário espacá-las consoante a geometria do comboio em análise. A resposta dinâmica de um sistema estrutural com N graus de liberdade a um certo instante de tempo pode ser avaliada aplicando a seguinte equação diferencial.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (3.1)$$

onde, **M**, **C** e **K** representam respetivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, com dimensões $N \times N$, **F**(*t*) representa o vetor das forças nodais com dimensão $N \times 1$ e os termos $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e **u**(*t*) correspondem à resposta dinâmica do sistema estrutural, representando respetivamente o vetor de deslocamentos, velocidade e aceleração, também com dimensões $N \times 1$.

3.2.2. APLICAÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS

No decorrer das análises fundamentais para este trabalho foram considerados modelos de cargas móveis, que considera um conjunto de cargas móveis de valores constantes e iguais às cargas estáticas por eixo de cada comboio. Apesar de não considerar a interação entre a estrutura e o comboio, o que levaria a alterações na resposta da estrutura, este método é amplamente utilizado neste tipo de análises porque, quando comparado com os modelos de interação, é bastante mais simples e não implica a modelação do comboio, reduzindo significativamente o tempo de cálculo (Albuquerque, 2008).

Ao solicitar uma estrutura com uma carga móvel, esta desenvolve uma vibração dinâmica que, se as cargas forem conhecidas, é possível simular numericamente a resposta da estrutura através de um modelo de elementos finitos. Dependendo da posição inicial e da velocidade, a posição das cargas móveis vai variando com o tempo. Conhecida a localização de aplicação das cargas, as cargas são convertidas em forças verticais nos nós equivalentes da estrutura, sem esquecer de atualizar a posição e força nodal correspondente a cada intervalo de tempo (Albuquerque, 2015).

A Equação (3.2) representa a equação de forma que determina a componente de carga *N* no nó *j*, para uma carga *k*, no instante de tempo *t*, com espaçamento *a* entre nós. A Fig. 3.1 representa um esquema que explicita a forma como as cargas se distribuem em torno de cada nó solicitado.

$$N_{j,k}(t) = \begin{cases} \frac{1}{2} \times \frac{Y_k(t) - Y_{j-2}}{2a}, & Y_{j-2} \leq Y_k(t) \leq Y_j \\ \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \times \frac{Y_k(t) - Y_j}{2a}, & Y_j \leq Y_k(t) \leq Y_{j+2} \\ 0, & Y_k(t) \notin [Y_{j-2}; Y_{j+2}] \end{cases} \quad (3.2)$$

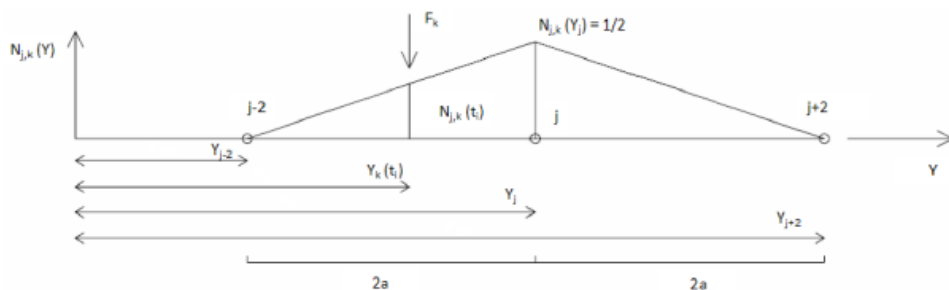


Fig. 3.1 – Distribuição da carga em volta do nó solicitado (EN1991-2, 2003).

A partir do modelo de distribuição das cargas é possível calcular a carga total *F_j* em cada nó *j* no instante *t* através da seguinte equação:

$$F_j(t_i) = \sum_k N_{j,k}(t_i) F_k \quad (3.3)$$

Por fim, calcular a matriz de carga para cada um dos n nós, considerando os vários passos da análise (m) (Ferreira, 2017).

$$\text{Matriz de carga} = \begin{bmatrix} 0 & F_1(0) & \dots & F_n(0) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ t_i & F_1(t_i) & \dots & F_n(t_i) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ t_{m^v} & F_1(t_{m^v}) & \dots & F_n(t_{m^v}) \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

3.2.3. RESOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DESLIGADAS

Sempre que se considera um algoritmo de integração direta no tempo, o sistema de equações (Equação (3.1)) é resolvido para todos os intervalos de tempo, sendo que cada instante de tempo $t+1$ depende da resposta da estrutura no instante de tempo t , o que significa que a análise deve ser realizada de uma só vez, considerando apenas um único modelo numérico e processo computacional (Horas et al., 2019). Uma vez que o sistema estrutural é globalmente elástico e possui propriedades invariáveis com o tempo, podem aplicar-se os conceitos da sobreposição modal, convertendo o sistema de equações (Equação (3.1)) em N equações desligadas (Clough e Penzien, 1975):

$$\ddot{Y}_j(t) + 2w_j\xi_j\dot{Y}_j(t) + w_j^2Y_j(t) = F_j(t) \quad (3.5)$$

onde, para um certo instante de tempo, t , e para um $j^{\text{ésimo}}$ modo de vibração, $\ddot{Y}_j$, $\dot{Y}_j$ e Y_j representam respetivamente o deslocamento modal, velocidade modal e aceleração modal para cada um dos N graus de liberdade. Além das coordenadas modais, w_j e ξ_j representam respetivamente a $j^{\text{ésima}}$ frequência natural e o $j^{\text{ésimo}}$ coeficiente de amortecimento, ambos constantes ao longo do tempo e F_j o vetor de força modal, correspondendo cada termo do vetor a cada grau de liberdade. Os parâmetros modais presentes no primeiro termo da equação (3.5) não dependem da carga, precisando assim de ser calculados uma única vez. Utilizando o método da sobreposição modal, é apenas necessário definir F_j para cada instante de tempo, podendo na maioria das vezes este ser definido com recurso a funções de forma simples e lineares.

Para a resolução do sistema de equações desligadas é utilizado o método de integração direta Newmark, expresso pela função “*Matlab_ModalSuperposition*”, apresentada mais adiante na Secção 3.2.5.2.

Deste modo, é apresentada informação detalhada da solicitação em cada nó, a cada instante de tempo, para uma dada velocidade de circulação do veículo. Para a resolução do problema dinâmico há dois métodos amplamente utilizados, o método da integração direta e o método da sobreposição modal (Clough e Penzien, 1975), sendo que neste trabalho é utilizado o segundo.

3.2.4. SOBREPOSIÇÃO MODAL

O facto do método da sobreposição modal ser tão eficiente não se deve apenas ao desacoplamento do sistema de equações, mas também ao facto de que o número total de modos de vibração necessários para reproduzir a resposta dinâmica da estrutura com precisão (j) ser geralmente muito menor que o número total de graus de liberdade ($j \ll N$). Seguindo os princípios da sobreposição modal, é possível calcular com eficiência qualquer tipo de quantidade ψ , quer seja deslocamentos, acelerações, forças ou tensões, através da Equação (3.6) (Horas et al., 2018).

$$\psi(t) = \sum_j \psi_j Y_j(t) \quad (3.6)$$

onde ψ_j representa a respetiva quantidade modal, tendo em consideração a forma do $j^{\text{ésimo}}$ modo de vibração.

Este processo é resolvido com recurso ao Matlab[®], tal como será descrito na Secção 3.2.5.2.

3.2.5. FERRAMENTA NUMÉRICA PARA RESOLUÇÃO DO PROBLEMA DINÂMICO

3.2.5.1. Funções Ansys[®] utilizadas

A ferramenta utilizada no presente trabalho permite avaliar qualquer tipo de quantidade modal, quer seja deslocamentos modais, forças internas modais, tensões modais, etc.

Estando a estrutura a analisar já modelada no software de cálculo Ansys[®], o primeiro passo a dar para o cálculo da análise dinâmica da estrutura passa por executar a função “*Modal_Analysis*” (ver Tabela 3.1). Para tal é necessário seleccionar previamente o número de modos de vibração a serem considerados na análise. Esta ferramenta fornece as frequências modais dos n modos de vibração considerados na análise.

O passo que se segue consiste em avaliar a quantidade modal específica que se pretende analisar, utilizando a função “*Extract_u_z_modal*”, de onde se obtém os deslocamentos modais dos nós pertencentes ao caminho da carga, carril, onde será aplicada a carga de tráfego posteriormente e os deslocamentos nodais nos nós em análise. Para isso é necessário definir quais os nós que se pretendem analisar de forma a avaliar a sua resposta. Após a obtenção das quantidades modais, a avaliação da resposta da estrutura só é possível quando as quantidades modais forem convertidas em quantidades nodais. Para essa conversão será utilizado o método da sobreposição modal, apresentado mais à frente.

Na Tabela 3.1 são apresentadas as funções utilizadas no Ansys[®] para obter as quantidades modais necessárias.

Tabela 3.1 – Avaliação das Quantidades Modais (adaptado de Boavida (2019)).

Função Ansys®	Objetivo	Dados de entrada	Dados de saída
<i>Modal_Analysis</i>	Realizar a análise modal	- Número de modos de vibração que se pretendem extrair - Numeração dos nós que definem o caminho de cargas	- Frequências naturais
<i>Extract_u_z_modal</i>	Obter deslocamentos modais	- Numeração dos nós para os quais se pretende obter o deslocamento modal	- Deslocamentos modais nos nós pertencentes ao caminho de cargas (carris) - Deslocamentos modais dos nós selecionados

3.2.5.2. Funções Matlab® utilizadas

Os dados de entrada agregados à função são fundamentais para a resolução do sistema de equações (Equação (3.5)), sendo necessário calcular previamente os resultados da função “*Modal_Analysis*” (Tabela 3.1) visto que estes servem de dados de entrada na função Matlab. Resolvido o sistema de equações desligadas, é possível obter as coordenadas modais nos nós selecionados que, juntamente com as quantidades modais calculadas pela abordagem apresentada na Secção 3.2.1, permite calcular a resposta final da estrutura, utilizando para tal o método da sobreposição modal explicado na Secção 3.2.2.2.

Tabela 3.2 - Avaliação da Resposta da Estrutura, (adaptado de Boavida (2019)).

Função Matlab®	Objetivo	Dados de entrada	Dados de saída
<i>Matlab_ModalSuperposition</i>	Resolver o sistema de equações desligadas	- incremento de tempo - coeficiente de amortecimento - dados do tráfego - frequências modais - deslocamento modal dos carris	Coordenadas modais dos nós para os quais se pretende obter a resposta
<i>Modal_Superposition_uz</i> <i>Modal_Superposition_uz_acef</i>	Aplicar o método da sobreposição modal	- deslocamentos modais nos nós selecionados - coordenadas modais dos nós para os quais se pretende obter a resposta	- deslocamentos nos nós - acelerações nos nós

3.3. ANÁLISE À FADIGA

Nesta secção é descrita a abordagem utilizada neste trabalho para a avaliação à fadiga da ponte em consideração, começando por explicar a metodologia utilizada para o cálculo das tensões instaladas nos detalhes críticos da estrutura, tensões *hot-spot*, e de seguida, explicado o método utilizado para calcular o dano na estrutura.

3.3.1. CÁLCULO DAS TENSÕES *HOT-SPOT*

No presente trabalho foram consideradas tensões *hot-spot* para obter o valor das tensões instaladas nos detalhes a analisar, isto porque o detalhe crítico está relacionado com uma soldadura, sendo este tipo de tensões o mais adequado.

As tensões *hot-spot* são calculadas a partir do método da sobreposição modal, sendo para isso necessário extrair previamente as tensões modais. A avaliação das tensões é feita a partir da Equação (3.6), com a diferença que na análise dinâmica a quantidade modal extraída ψ era um deslocamento e na análise à fadiga é uma tensão modal. Na Fig. 3.2 são apresentadas as características do modelo de elementos finitos utilizado neste trabalho, elementos de casca e malhas relativamente grossas. A extrapolação das tensões *hot-spot* foi realizada com o auxílio da Equação (3.7), correspondente ao tipo de malha em análise.

$$\sigma_{hs} = 1.5 \cdot \sigma_{0.5t} - 0.5 \cdot \sigma_{1.5t} \quad (3.7)$$

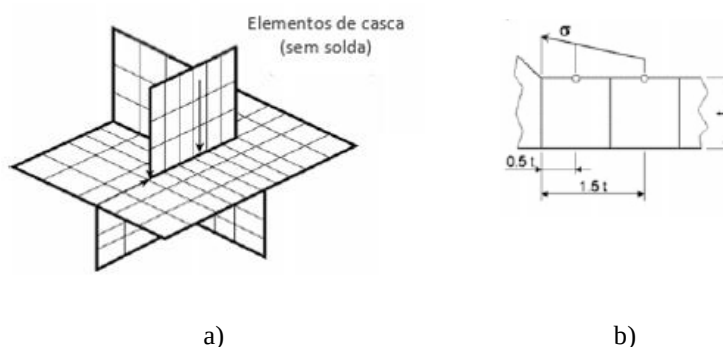


Fig. 3.2 – Características do modelo de elementos finitos: a) Tipo de elementos; b) Tipo de malha.

3.3.2. CÁLCULO DAS TENSÕES VON-MISES

De forma a estimar a tensão atuante na zona da fenda e criar históricos de tensões, calculam-se as tensões *Hot-Spot* de Von Mises. Na Fig. 3.3 é apresentado um excerto da folha de cálculo, desenvolvida em Excel® (2019), utilizada para o cálculo das tensões *hot-spot* de Von Mises σ_{VM} , considerando a Equação (3.7). Os dados de entrada da folha de cálculo são as tensões, nas várias direções, para os pontos a 0.5t e 1.5t (ver Fig. 3.2 b).

$$\sigma_{VM} = \frac{\sigma_{yHS} + \sigma_{zHS}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{yHS} - \sigma_{zHS}}{2}\right)^2 + \tau_{yzHS}^2} \quad (3.7)$$

onde $\sigma_{y HS}$ e $\sigma_{z HS}$ representam as tensões *hot-spot* nas direções y e z , respetivamente e $\tau_{yz HS}$ a tensão *hot-spot* de corte.

Δt	0.5t			1.5t			σ_y	σ_z	τ_{yz}	σ_{VM}
	σ_y	σ_z	τ_{yz}	σ_y	σ_z	τ_{yz}				
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.002	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.003	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.004	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.005	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.006	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.008	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.009	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fig. 3.3 - Excerto da folha de cálculo Excel® (2019) utilizada para a avaliação das tensões Von-Mises.

Ao calcular as tensões *hot-spot* de Von Mises, é gerado um histórico de tensões que irá servir de entrada no programa de cálculo do dano por fadiga. A Fig. 3.4 representa um exemplo de resposta em tensão ao longo do tempo, avaliado neste trabalho.

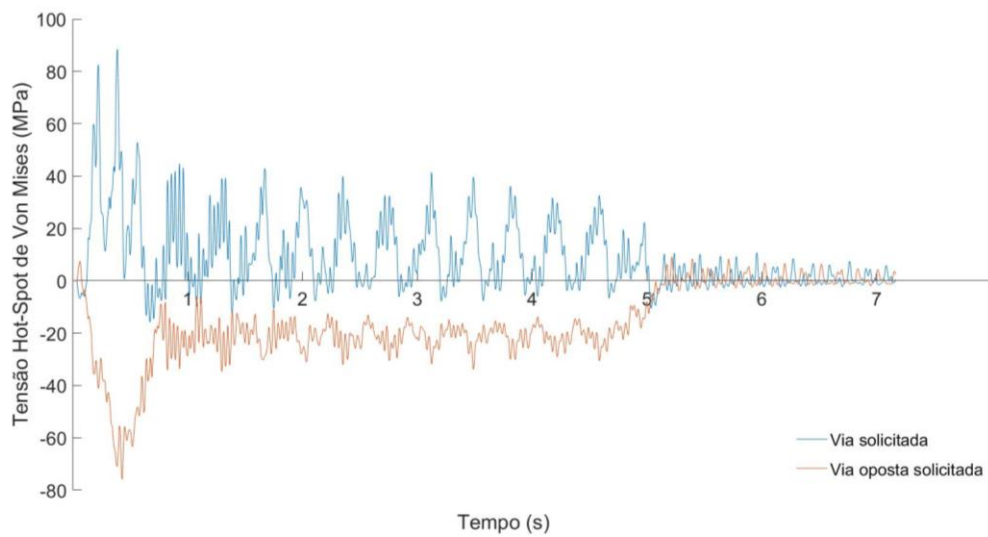


Fig. 3.4 – Exemplo de um histórico de tensões.

3.4. CÁLCULO DO DANO DE FADIGA

De modo a calcular o dano da estrutura de forma automática, Souto et al. (2019) desenvolveram um programa de cálculo com esse propósito, denominado de Fatigue Damage Tool (FDT). Nas secções seguintes é apresentada uma breve descrição do programa de cálculo.

3.4.1. PARÂMETROS DE ENTRADA

A Fig. 3.5 ilustra a interface do programa de cálculo onde se introduzem os dados de entrada da análise. Esses dados são: i) o tipo de tensão; ii) os detalhes da curva de resistência à fadiga (pormenor construtivo e inclinações da curva); iii) o fator parcial da resistência à fadiga; e iv) o fator parcial de segurança da carga de fadiga.

The screenshot shows the FDT input interface with the following parameters:

- Stress Type:** ☒ Direct, ☐ Shear
- Slope of Fatigue Strength Curve, m:** ☒ Double, EC3, ☐ Single, EC3, ☐ Double, User-Defined (m1: 3), ☐ Single, User-Defined (m2: 5)
- Partial Factor for Fatigue Strength, γ_{Mf} :**
 - Assessment Method: ☒ Damage Tolerant, ☐ Safe Life
 - Consequence of Failure: ☐ Low, ☒ High
 - Value: 1.15, ☐ User-Defined
- Constructional Detail:**
 - Detail Category, $\Delta\sigma_C$: 112 [MPa]
 - Detail Category, $\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}$: 97.3913 [MPa]
 - Fatigue Limit, $\Delta\sigma_D/\gamma_{Mf}$: 71.7585 [MPa]
 - Cut-Off Limit, $\Delta\sigma_L/\gamma_{Mf}$: 39.4155 [MPa]
- Partial Safety Factor for Fatigue Loading, γ_{FF} :** 1.00, ☐ User-Defined
- Lifetime:** Number of Repetitions: 1

Fig. 3.5 – FDT: Interface com os parâmetros de entrada.

3.4.2. INTRODUÇÃO DO HISTÓRICO DE TENSÕES

Definidos os parâmetros necessários para começar a análise de fadiga, é necessário carregar o ficheiro de texto com a informação relativa ao histórico de tensões, definido na Secção 3.3, relativo a um determinado cenário de tráfego (Fig. 3.6). Esta etapa corresponde ao passo representado na Fig. 3.7, definido na norma EN1993-1-9 (2004).

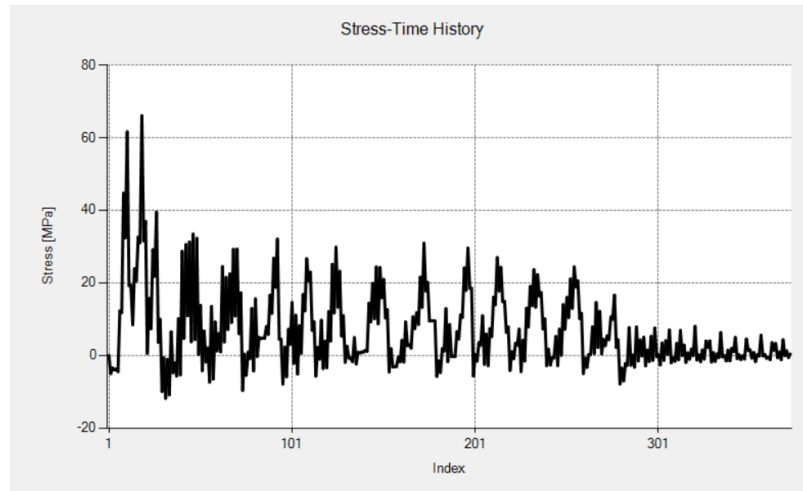


Fig. 3.6 – FDT: Interface com o histórico de tensões.

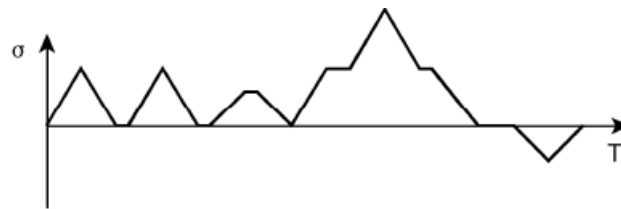


Fig. 3.7 - Histórico de tensões (EN1993-1-9, 2004).

3.4.3. ALGORÍTMO DE CONTAGEM *RAINFLOW*

Para a contagem dos ciclos de tensão, o programa de cálculo utiliza o algoritmo de contagem *Rainflow*, descrito em E1049-85 (2017) e representado na Fig. 3.8. Após a contagem dos ciclos, o programa mostra os resultados obtidos para cada gama de tensão ($\Delta\sigma_i$) e o número de ciclos correspondente a cada $\Delta\sigma_i$, tal como representado na Fig. 3.9.

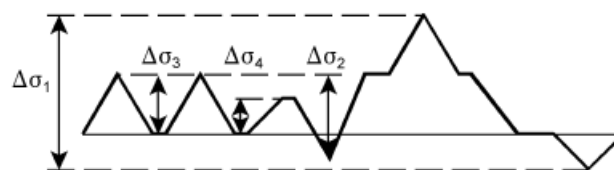


Fig. 3.8 - Contagem de ciclos (EN1993-1-9, 2004).

$\Delta\sigma$ [MPa]	Cycles
77.84930292	0.5
71.05857537	0.5
53.158670452	1
45.23826015	0.5
43.105589545	0.5
41.701935265	0.5
39.922534214	0.5
38.90347481	1
38.773948634	0.5
38.732991893	0.5
36.668877163	1
35.359175105	1
34.378988189	1
32.621512552	1
32.370099633	1
28.852142083	1
27.863705304	1
27.469400873	1
26.748804533	1
26.431807655	1

Fig. 3.9 – FDT: Interface do algoritmo de contagem dos ciclos de tensão.

A associação do intervalo de tensões ao número de ciclos correspondentes, representa a definição do espectro de tensões ilustrado na Fig. 3.10, (EN1993-1-9, 2004).

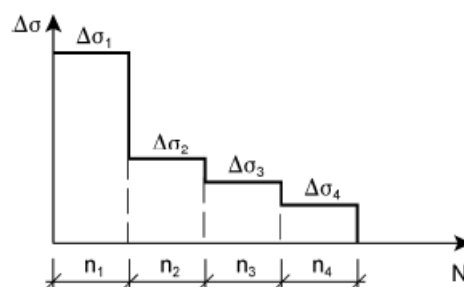


Fig. 3.10 - Espectro de intervalo de tensões (EN1993-1-9, 2004).

3.4.4. CÁLCULO DO DANO DE FADIGA

Para a avaliação do dano por fadiga, o programa de cálculo recorre à regra de Palmgren-Miner, aplicada aos diversos intervalos de tensões. Na Fig. 3.11 é apresentada a interface do programa de cálculo referente ao cálculo do dano da fadiga, dividida em colunas, correspondentes aos dados de entrada necessários para a avaliação. As duas colunas mais à esquerda, são referentes aos intervalos de tensões ($\Delta\sigma$), sendo que a primeira apresenta os intervalos de tensões reais e a segunda apresenta esse intervalo multiplicado pelo fator parcial de segurança da carga de fadiga. Na terceira coluna é calculado o número de ciclos correspondente a cada intervalo de tensões. As variáveis m , n_i , N_i representam, respetivamente, a inclinação da curva S-N, o número de ocorrências de cada intervalo de tensões e a vida útil correspondente a cada intervalo de tensão, calculada a partir das curvas S-N. Na última coluna é calculado o dano provocado por cada intervalo de tensões, obtido através do quociente entre o número de ocorrências de cada intervalo de tensões e a vida útil correspondente.

Fatigue Damage Results						
$\Delta\sigma$ [MPa]	$\Delta\sigma/\sigma_F$ [MPa]	Cycles	m	n_i	N_i	n_i/N_i
77.84830292	77.84830292	0.5	3	5.0000E-01	3.9160E06	1.2768E-07
71.05857537	71.05857537	0.5	5	5.0000E-01	5.2511E06	9.5217E-08
53.158670452	53.158670452	1	5	1.0000E00	2.2411E07	4.4620E-08
45.23826015	45.23826015	0.5	5	5.0000E-01	5.0212E07	9.9578E-09
43.105589545	43.105589545	0.5	5	5.0000E-01	6.3925E07	7.8217E-09
41.701935265	41.701935265	0.5	5	5.0000E-01	7.5432E07	6.6285E-09
39.922534214	39.922534214	0.5	5	5.0000E-01	9.3809E07	5.3300E-09
38.90347481	38.90347481	1	-	-	-	-
38.773948634	38.773948634	0.5	-	-	-	-
38.732991893	38.732991893	0.5	-	-	-	-
36.668877163	36.668877163	1	-	-	-	-
35.359175105	35.359175105	1	-	-	-	-

Fig. 3.11 - FDT: Interface cálculo do dano de fadiga.

Analisando a Fig. 3.11, verifica-se que existem linhas que a partir da quarta coluna se encontram em branco. Significa isto que os intervalos de tensão correspondentes a essas linhas se encontram abaixo do limite de fadiga (vida infinita).

Calculado o dano correspondente a cada variação de tensões, é necessário calcular o dano provocado pela passagem de cada comboio. Para tal é necessário calcular o somatório dos danos correspondentes a cada intervalo de tensões. O valor acumulado do dano tem que ser inferior a 1 (Equação (3.8)), limite imposto pela norma EN1993-1-9 (2004). O FDT permite verificar se a estrutura suporta o número de passagens consideradas, verificando se o dano acumulado ao fim das passagens consideradas é inferior a 1 (ver Fig. 3.12).

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (3.8)$$

Fatigue Damage Check

Fatigue Damage Accumulation, $D = \Sigma(n_i/N_i)$: 2.9726E-07

Design Fatigue Factor, DFF: 1

Validate

$\mu = 1/DFF$: 1.0000

$D \leq \mu$

Fig. 3.12 - FDT: Interface validação do dano de fadiga.

Este processo refere-se apenas a um tipo de comboio pelo que, para obter o dano acumulado provocado por todos os comboios que passam sobre a ponte num ano, é necessário somar o dano provocado por cada comboio num ano. Invertendo o valor do dano total da estrutura num ano, obtem-se o valor da vida útil da estrutura.

4

ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE EASTINGTON ROAD

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados da análise dinâmica da ponte ferroviária de Eastington Road, estudada no âmbito do projeto europeu H2020 “*In2Track2 - Research into enhanced track and switch and crossing system 2*”.

O presente capítulo começa por apresentar na Secção 4.2 a ponte em estudo bem como o modelo de elementos finitos desenvolvido no âmbito do projeto europeu referido anteriormente.

Apresentada a ponte, são apresentadas na Secção 4.3 as bases consideradas para a análise dinâmica, tais como quais os parâmetros a incluir nas análises, qual o intervalo de velocidades de circulação dos comboios, os modos de vibração avaliados, o coeficiente de amortecimento atribuído ao modelo, o incremento de tempo necessário para obter resultados precisos e quais os cenários de tráfego. De seguida são apresentadas nas Secções 4.4 e 4.5 as respostas dinâmicas da estrutura em termos de deslocamentos e acelerações para os cenários definidos.

As velocidades ressonantes avaliadas numericamente são posteriormente comparadas na Secção 4.7 com os valores das velocidades de ressonância teóricas em pontes simplesmente apoiadas para cada tipo de comboio analisado. Por fim, é avaliada a influência do número de modos de vibração na avaliação da resposta dinâmica da estrutura.

4.2. PONTE FERROVIÁRIA DE EASTINGTON ROAD

4.2.1. APRESENTAÇÃO DA PONTE

Este trabalho tem como objeto de estudo a ponte ferroviária de Eastington Road (Fig. 4.1), situada em Stonehouse, Gloucestershire, pretendendo-se demonstrar a eficiência da aplicação de placas de FRP em estruturas por forma a prolongar a sua vida útil em fadiga.



Fig. 4.1 - Vista geral da ponte ferroviária de Eastington Road (Rail, 2017).

Esta ponte, com um comprimento de 25.3 m, um vão efetivo de 22 m e um gabarit de 5.31 m, foi construída com um aço com uma tensão de cedência de 265 MPa e, apresenta uma estrutura tipo grelha formada por três longarinas unidas por carlingas espaçadas de 0.60 m, tal como se mostra na Fig. 4.2. As longarinas, apoiadas nos aparelhos de apoio, são constituídas por caixões ocios, reforçados nos banzos inferior e superior na zona dos apoios. As carlingas são formadas por uma Secção em “T” invertido com uma chapa de pavimento soldada na parte superior, formando assim o banzo superior deste perfil.



Fig. 4.2 - Vista inferior do tabuleiro (Rail, 2017).

A Fig. 4.3 mostra a vista superior do tabuleiro, onde é possível verificar que se trata de uma ponte com duas vias de circulação com balastro.



Fig. 4.3 - Vista superior do tabuleiro (Rail, 2017).

Uma ponte ferroviária metálica muito semelhante à ponte Eastington Road, sobre o rio Tone, de acordo com inspeções técnicas realizadas pela Network Rail encontra-se em avançado estado de degradação, tal como mostra a Fig. 4.4, onde é visível a presença de fendas na zona das carlingas e a corrosão dos elementos metálicos. Esta ponte, além de ter a estrutura muito semelhante à ponte em análise, pertence à mesma rede ferroviária, estando portanto sujeita ao mesmo tipo de cargas, o que poderá levar a que ocorra o mesmo tipo de danos. Para tal, a análise pretendida para a ponte Eastington Road passa por estudar uma solução de reforço da estrutura neste mesmo detalhe, a fim de aumentar o tempo de utilização da ponte.

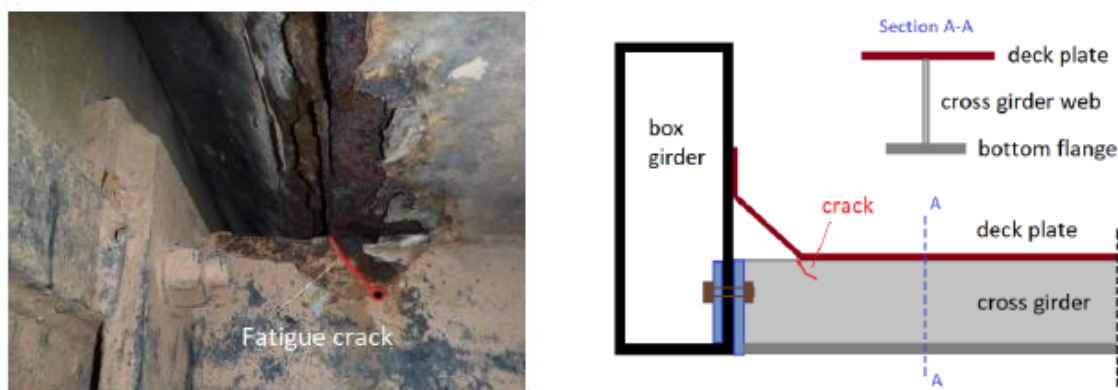


Fig. 4.4 - Fenda de fadiga na parte inferior do tabuleiro da ponte do rio Tone (Mohabeddine, 2019).

4.2.2. MODELAÇÃO DA PONTE

Tal como referido anteriormente, o estudo da ponte ferroviária de Eastington Road encontra-se dentro do âmbito do projeto europeu H2020 In2Track2 (2020), mais propriamente na Sub-Tarefa 5.4.2: “Fatigue Capability Improvement”. Mendes (2019) começou por analisar o comportamento à fadiga desta ponte através de um modelo numérico de barras desenvolvido no programa de cálculo Robot® (2018) (ver Fig. 4.5). Concluiu-se, porém, que este tipo de modelo não era o indicado para uma análise à fadiga devido à dificuldade da modelação do pormenor crítico da ligação entre a carlinga e a longarina.

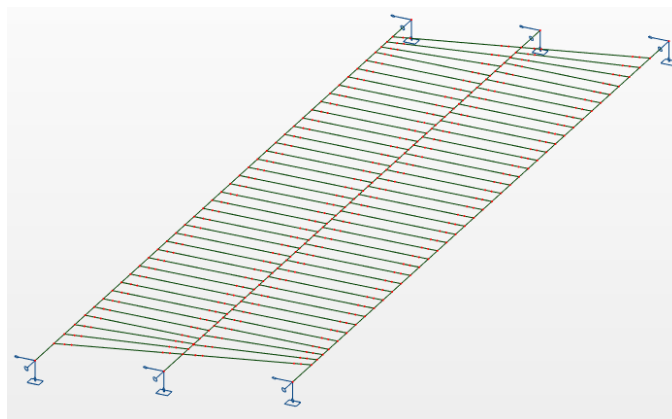


Fig. 4.5 - Modelo numérico da ponte ferroviária Eastington Road desenvolvido em Robot® (Mendes, 2019).

Para ultrapassar as dificuldades encontradas no modelo de barras, foi desenvolvido no programa de elementos finitos Ansys® (2018) um novo modelo com recurso a elementos de casca que pudesse reproduzir, de forma mais fidedigna, o comportamento da ligação. O modelo desenvolvido foi desenvolvido numa fase anterior à presente dissertação pelo grupo de investigação do In2Track2, encontrando-se na Fig. 4.6.

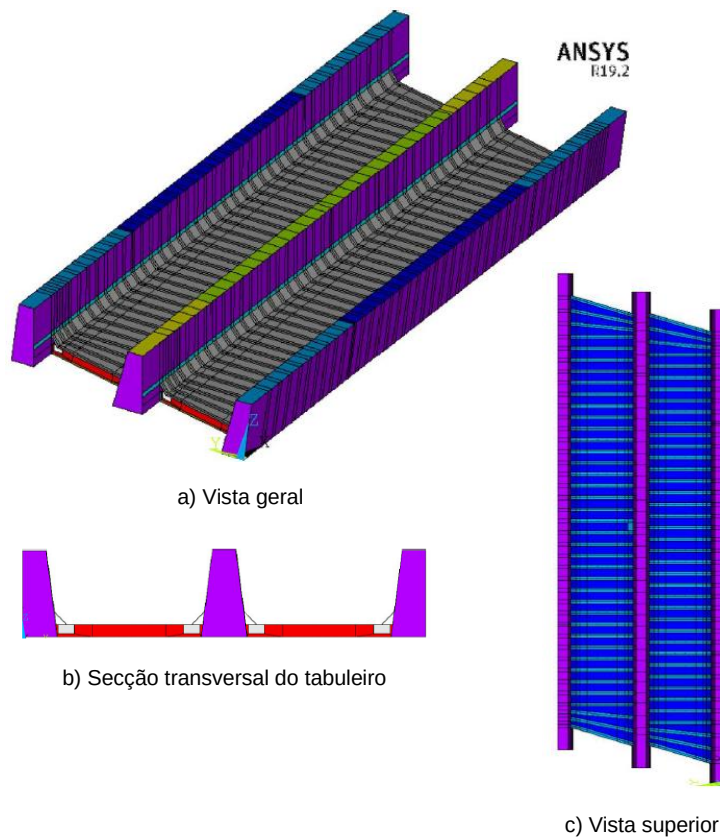


Fig. 4.6 - Modelo numérico da ponte ferroviária Eastington Road desenvolvido em ANSYS® (2018).

No novo modelo numérico foram utilizados elementos *Shell 181*. Foi realizado um refinamento das malhas na região do detalhe em análise para permitir uma avaliação mais precisa das tensões *hot-spot* utilizadas na avaliação da resistência à fadiga, descrita de forma mais detalhada no Capítulo 5 da presente dissertação. A Fig. 4.7 ilustra a malha na zona do detalhe. A dimensão considerada para a malha de elementos finitos foi de 10 cm, sendo que na zona da alma da carlinga onde será aplicado o FRP fez-se um refinamento de forma a que os elementos finitos tenham dimensões na ordem dos 5 mm. O peso do balastro foi incluído como uma massa adicional no tabuleiro.

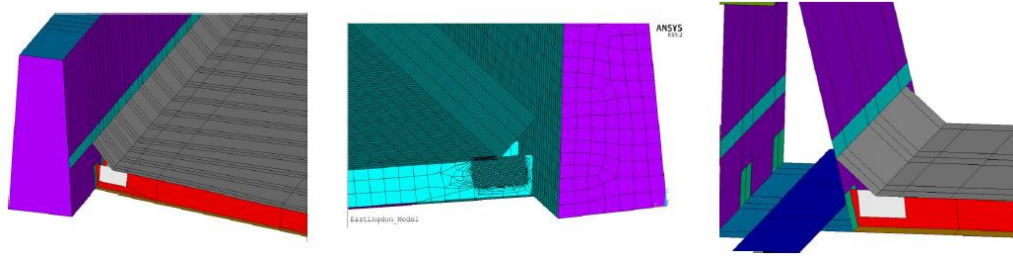


Fig. 4.7 - Modelo numérico do reforço da estrutura com FRP (ANSYS®, 2018).

A Secção do tabuleiro varia ao longo do vão, havendo um reforço das chapas superiores e inferiores dos caixões que formam as longarinas na zona do meio vão, tal como se pode observar nas Figs. 4.8 e 4.9.

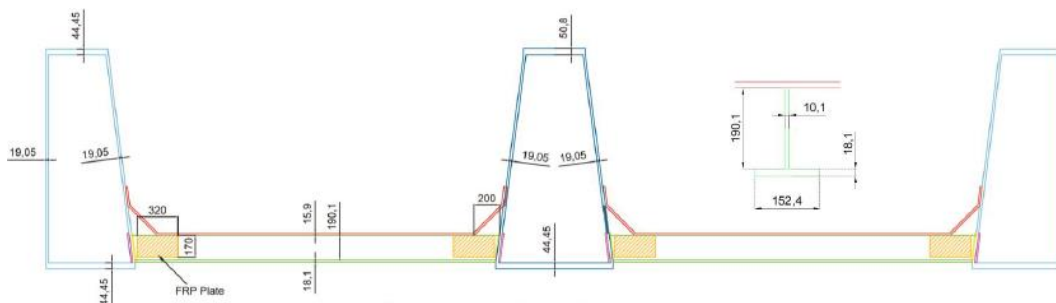


Fig. 4.8 - Secção transversal do tabuleiro na zona dos aparelhos de apoio (dimensões em mm).

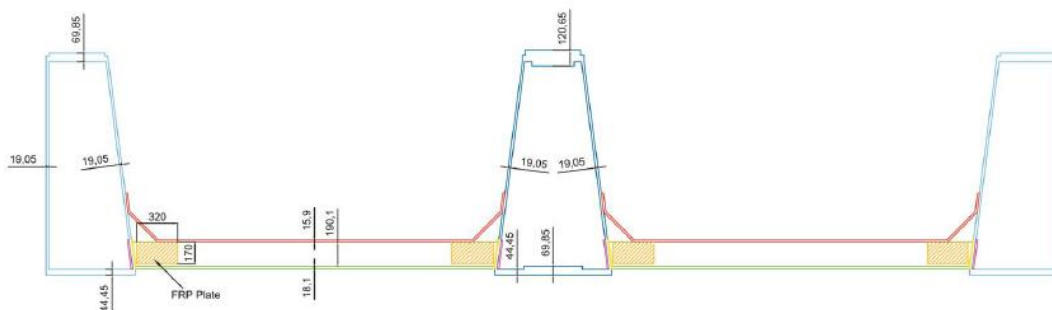


Fig. 4.9 - Secção transversal do tabuleiro na zona do meio vão (dimensões em mm).

4.3. BASES PARA A ANÁLISE DINÂMICA

4.3.1. PARÂMETROS A ANALISAR

Para a resposta dinâmica da ponte ferroviária de Eastington Road foram analisados dois nós, um em cada via, posicionados sobre a carlinga de meio vão da ponte. Os nós analisados encontram-se no ponto médio de cada uma das vias, registando assim a influência da ação de tráfego do lado solicitado e do lado não solicitado.

A análise dinâmica baseou-se no cálculo de deslocamentos e acelerações nos nós acima referidos.

4.3.2. FAIXA DE VELOCIDADES

De acordo com a Norma Europeia EN1991-2 (2003), a análise dinâmica deve ser calculada com velocidades compreendidas entre 40 m/s (144 km/h) e 1.2 vezes a velocidade máxima de circulação da ponte em estudo. Apesar da ponte em estudo não ter sido projetada para alta velocidade, foi realizado um estudo dinâmico para os comboios europeus de alta velocidade e para os HSLM-A (EN1991-2, 2003), considerando uma faixa de velocidades compreendida entre 100 km/h e 350 km/h, intervalada de 10 km/h de forma a avaliar o seu comportamento relativamente a este tipo de tráfego.

4.3.3. NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO

Relativamente ao número de modos de vibração a considerar na análise dinâmica, a norma EN1990-A2 (2001) indica que se devem considerar modos de vibração com frequências máximas até:

- i) 30 Hz;
- ii) 1.5 vezes a frequência do modo fundamental da estrutura;

De forma a avaliar-se o número de modos necessários para cumprir a condição acima referida, foi realizada uma análise modal com o intuito de se obterem os modos de vibração globais da estrutura. A Fig. 4.10 apresenta os primeiros quatro modos de vibração globais, sendo dois verticais e dois de torção.

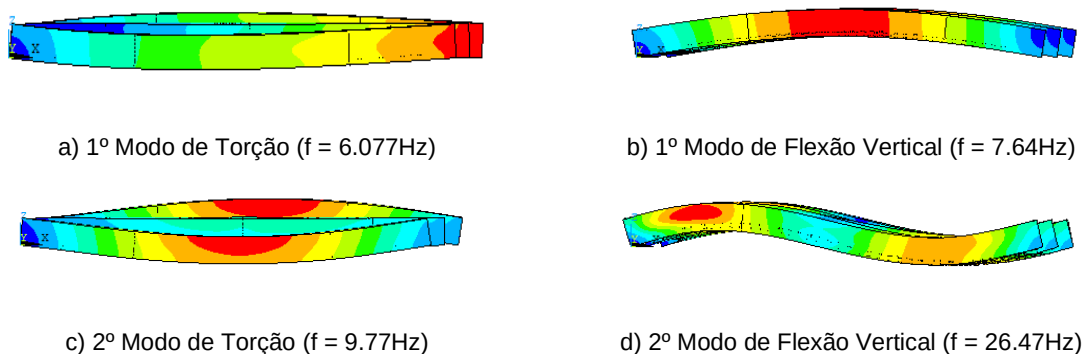


Fig. 4.10 – Modos de vibração naturais da ponte ferroviária Eastington Road e respetivas frequências.

A partir dos resultados da análise modal, os limites referidos em EN1990-A2 (2001) passam a ter os valores indicados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Frequências limite especificadas na norma EN1990-A2 (2001).

Limite	Frequência (Hz)
i	30
ii	11.46

Da análise dos valores da Tabela 4.1, referentes aos limites da norma EN1990-A2 (2001), a frequência limite a considerar seria 30 Hz, mas, de forma a tentar perceber a influência de considerar uma gama de frequências superior, foram considerados modos de vibração com frequências de vibração até:

- i) 30Hz – 14 modos de vibração;
- ii) 60Hz – 71 modos de vibração;
- iii) 100Hz – 206 modos de vibração.

4.3.4. COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO

Segundo EN1991-2 (2003), o coeficiente de amortecimento varia consoante o material de construção da estrutura e do vão, conforme se indica na Tabela 4.2. Este coeficiente afeta diretamente o pico da resposta dinâmica de uma estrutura em velocidades de tráfego, especialmente se este for devido a efeitos ressonantes.

Tabela 4.2 - Valores de amortecimento a serem assumidos em fase de projeto (EN1991-2, 2003).

Tipo de Ponte	Limite inferior do valor de amortecimento crítico (%)	
	L < 20m	L > 20m
Aço e compósito	$\xi = 0.5 + 0.125(20 - L)$	$\xi = 0.5$
Betão pré-esforçado	$\xi = 1.0 + 0.07(20 - L)$	$\xi = 1.0$
Viga de enchimento e betão armado	$\xi = 1.5 + 0.07(20 - L)$	$\xi = 1.5$

Devido à falta de mais informação acerca deste coeficiente, foi considerado o valor regulamentar de EN1991-2 (2003). Tratando-se de uma ponte ferroviária metálica com um vão superior a 20m, o valor considerado para o amortecimento foi 0.5%.

4.3.5. INCREMENTO DE TEMPO

O relatório ERRID21/RP9 (2001) propõe três expressões que permitem definir o incremento de tempo Δt a utilizar numa análise dinâmica, conforme se indica na Tabela 4.3. Estes valores são calculados com base numa velocidade máxima de circulação v_{max} de 350 km/h e um vão L de 22 m.

Tabela 4.3 - Incremento de tempo recomendado (adaptado de ERRID21/RP9 (2001)).

Frequência máxima (Hz)	30	60	100
Nº de Modos de Vibração (n)	14	71	206
$\Delta t = \frac{1}{8f_{max}} (ms)$	4.2	2.1	1.3
$\Delta t = \frac{L}{4nv_{max}} (ms)$	4	0.8	0.3
$\Delta t = \frac{1}{20f_{max}} (ms)$	1.7	0.8	0.5

A Tabela 4.3 indica que o Δt varia com o número de modos de vibração considerados para a avaliação da resposta, diminuindo com o aumento deste. Com a gama de frequências indicada acima, o incremento de tempo adequado para cada gama de frequências de modo a obter resultados com o rigor necessário é:

- i) 30Hz – 2ms;
- ii) 60Hz – 1ms;
- iii) 100Hz – 0.5ms.

De forma a confirmar a veracidade das expressões propostas por ERRID21/RP9 (2001), foi realizado um teste de forma a avaliar até que gama de frequências estas expressões poderiam ser utilizadas. Para este teste foi utilizado o comboio BR Class 221, considerando as frequências limite referidas acima e os três incrementos de tempos calculados.

As Figs. 4.11, 4.12 e 4.13 mostram a variação das acelerações em função da velocidade de circulação num ponto localizado a meio vão do lado da via solicitada pelo comboio, para Δt de 0.5 ms, 1 ms e 2 ms, respetivamente.

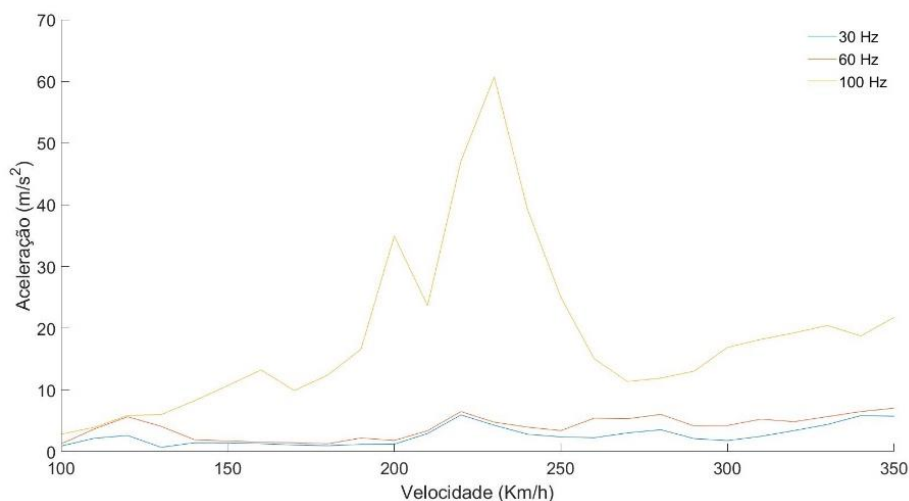
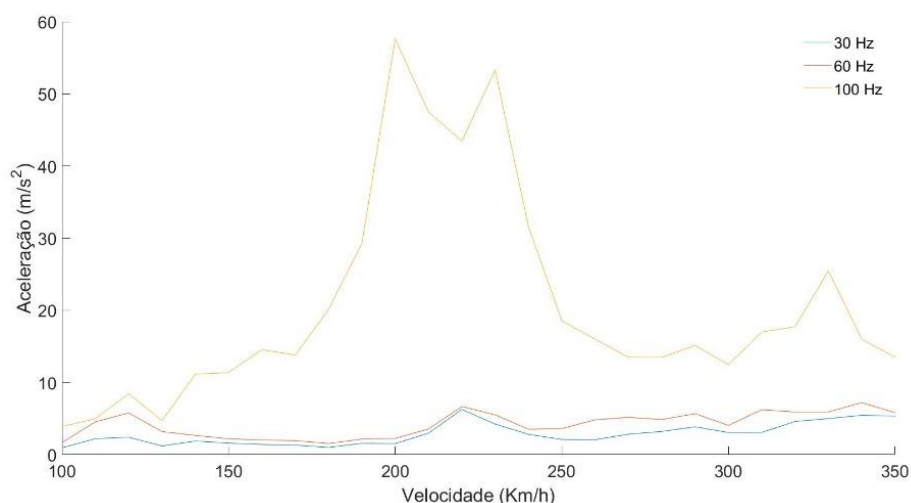
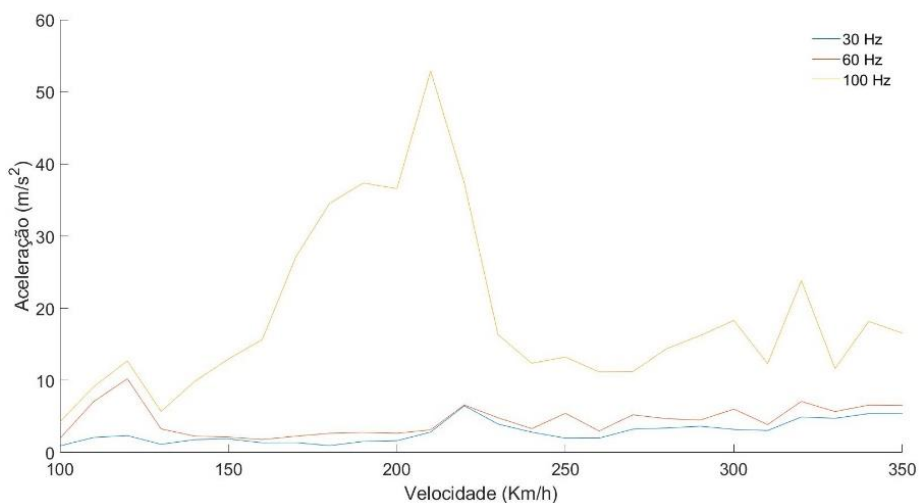


Fig. 4.11 – Acelerações máximas a meio vão, considerando $\Delta t = 0.5$ ms.

Fig. 4.12 - Acelerações máximas a meio vão, considerando $\Delta t = 1\text{ms}$.Fig. 4.13 - Acelerações máximas a meio vão, considerando $\Delta t = 2\text{ms}$.

Da análise da Fig. 4.11 chega-se à conclusão que este Δt funciona bem para as frequências de 30 Hz e 60 Hz, mas para a frequência máxima de 100 Hz os incrementos de tempo utilizados mostram que já não conseguem integrar esta gama de frequências, daí a grande divergência em termos de resposta. Apesar deste Δt ser adequado para frequências de até 60 Hz, deve-se verificar se um incremento de tempo superior ainda consegue tentar integrar bem esta gama de frequências, isto porque, quanto maior for este parâmetro, menor será o tempo de cálculo.

Para a Fig. 4.12, a conclusão é semelhante, boa integração para frequências de até 60 Hz e novamente divergência de resposta para frequências de até 100 Hz. Este Δt acaba por ser uma solução melhor que a anterior devido à redução do esforço computacional.

A solução da Fig. 4.13 é das três a pior pois, além de continuar a não dar bons resultados para frequências de até 100 Hz, nas velocidades iniciais, entre 100-150 Km/h, apresenta um pico de acelerações.

Comparando os três Δt analisados, todos conseguem integrar bem para frequências até 30 Hz. Verifica-se que, para frequências até 60 Hz, o uso de Δt igual a 0.5 ou 1 ms é adequado, apenas o Δt igual a 2 ms não consegue integrar para esta gama de frequências. Olhando para as respostas referentes às frequências de até 100 Hz, nenhum dos Δt considerados consegue integrar esta gama de frequências.

Desta análise retira-se que a melhor combinação a utilizar na análise dinâmica passa por considerar um Δt igual a 1 ms e uma gama de frequências até 60 Hz.

4.3.6. CENÁRIOS DE TRÁFEGO

A análise dinâmica foi efetuada considerando dois tipos de modelos de comboios: i) comboios reais europeus e ii) modelos de cargas de dimensionamento de pontes de alta velocidade HSLM contemplados na norma europeia EN1991-2 (2003). Apesar de a estrutura em estudo não ter sido projetada para tráfego ferroviário de alta velocidade, pretendeu-se avaliar o seu comportamento dinâmico caso esta fosse submetida a este tipo de tráfego.

Na Fig. 4.14 encontram-se representados os modelos de carga dos comboios europeus utilizados na análise dinâmica (comboios reais).

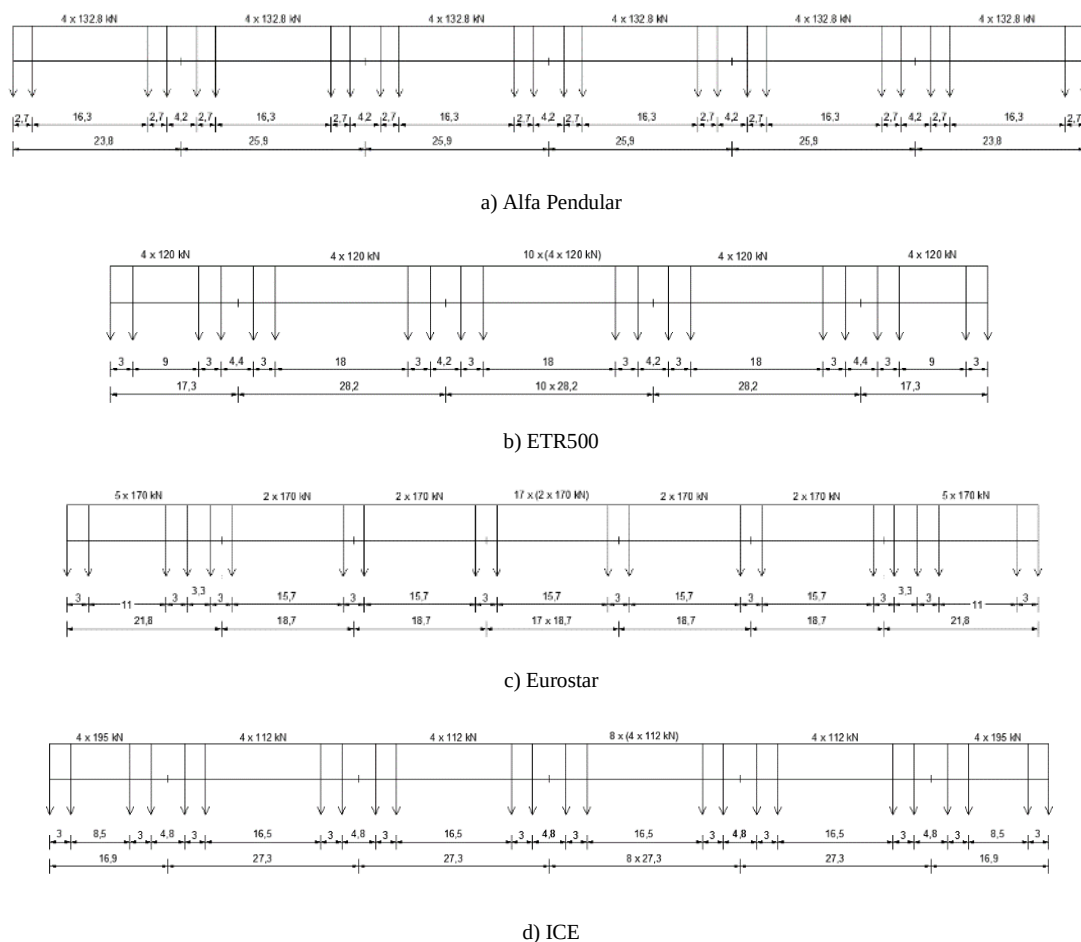


Fig. 4.14 - Modelo de carga dos comboios europeus.

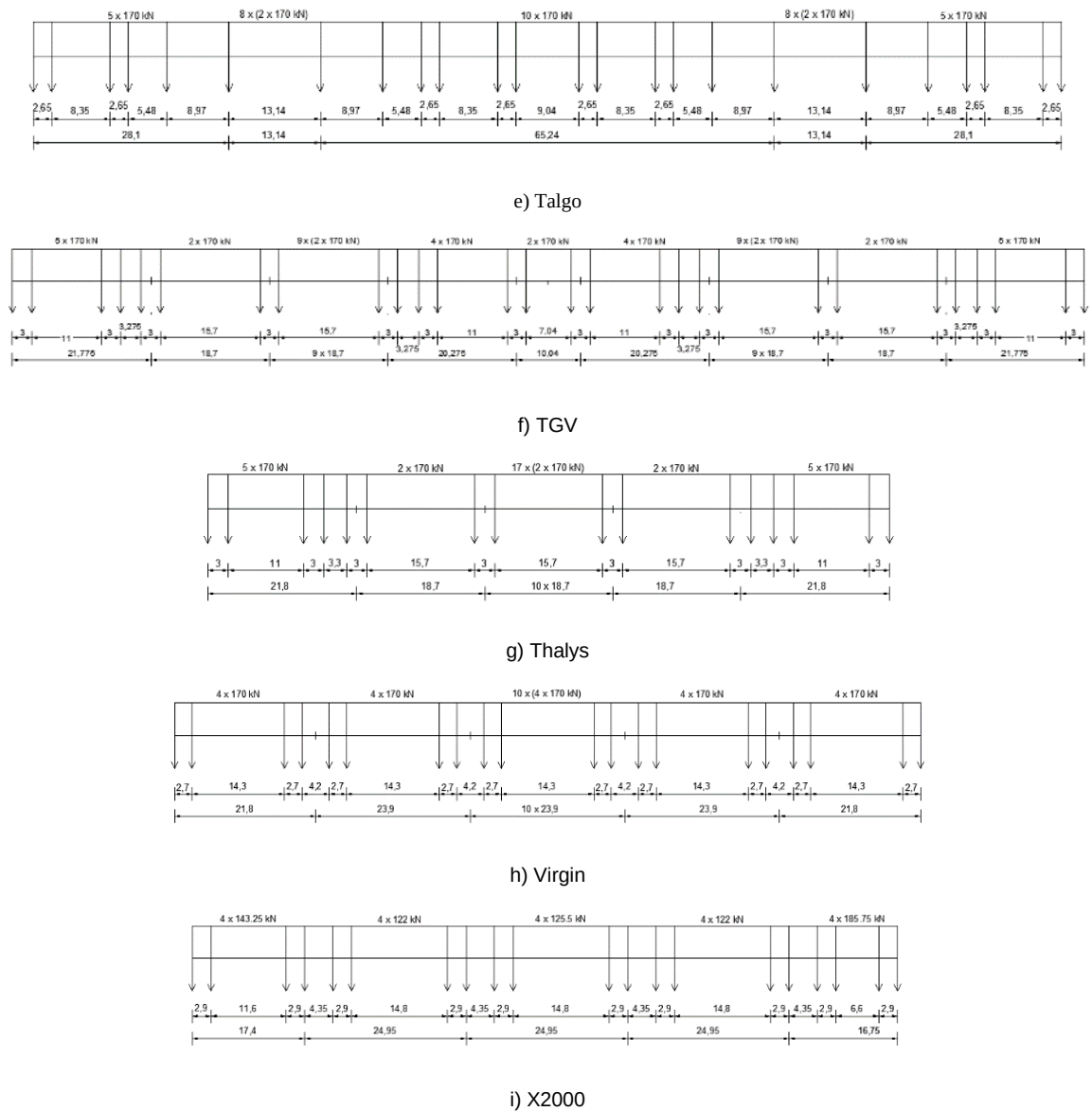


Fig. 4.14 - Modelo de carga dos comboios europeus (continuação).

O modelo de cargas normativo HSLM-A é composto por 10 comboios com diferentes espaçamentos entre eixos e encontra-se definido na Fig. 4.15 e na Tabela 4.4.

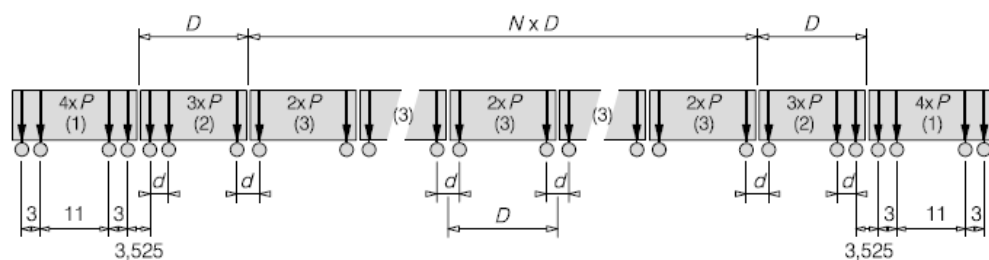


Fig. 4.15 - Modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2, 2003).

Tabela 4.4 – Definição das características do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2, 2003).

Comboio	Número de Carruagens intermédias (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

Solicitando a estrutura com os dois conjuntos de comboios com o intervalo de velocidades referidas na Secção 4.3.2, extraíram-se os deslocamentos e acelerações nos nós referidos anteriormente.

4.4. ANÁLISE DE ACELERAÇÕES

A avaliação das acelerações verticais ao nível do tabuleiro tem uma elevada importância em vias destinadas a alta velocidade, uma vez que é necessário garantir a estabilidade do balastro e o contacto entre a roda e o carril. De modo a garantir a segurança no tráfego ferroviário, a EN1990-A2 (2001) define um valor máximo para a aceleração vertical, que no caso da ponte em análise (com balastro) é 3.5 m/s^2 .

4.4.1. ACELERAÇÕES MÁXIMAS A MEIO VÃO PARA FREQUÊNCIAS DE ATÉ 30 Hz

As Figs. 4.16 e 4.17 mostram as acelerações máximas registadas no meio vão da via carregada para os comboios reais e HSLM, respetivamente, ao longo do intervalo de velocidade considerado.

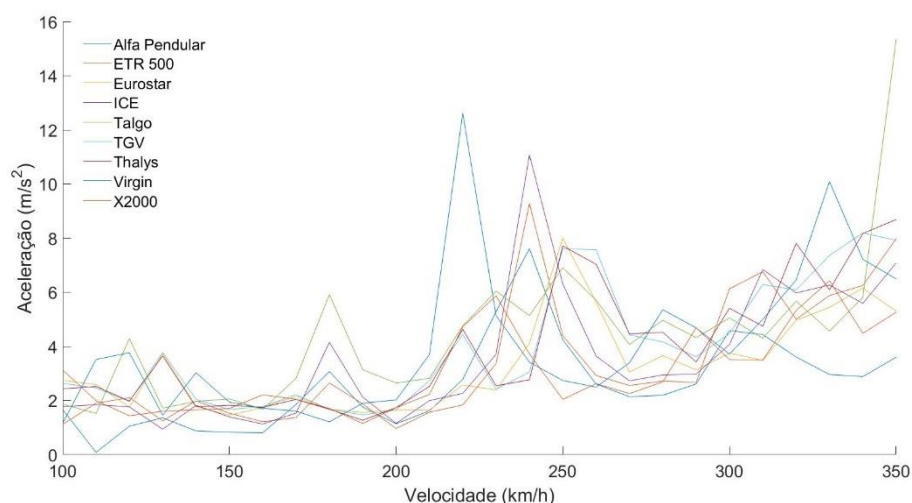


Fig. 4.16 – Acelerações máximas a meio vão devido à passagem dos comboios reais.

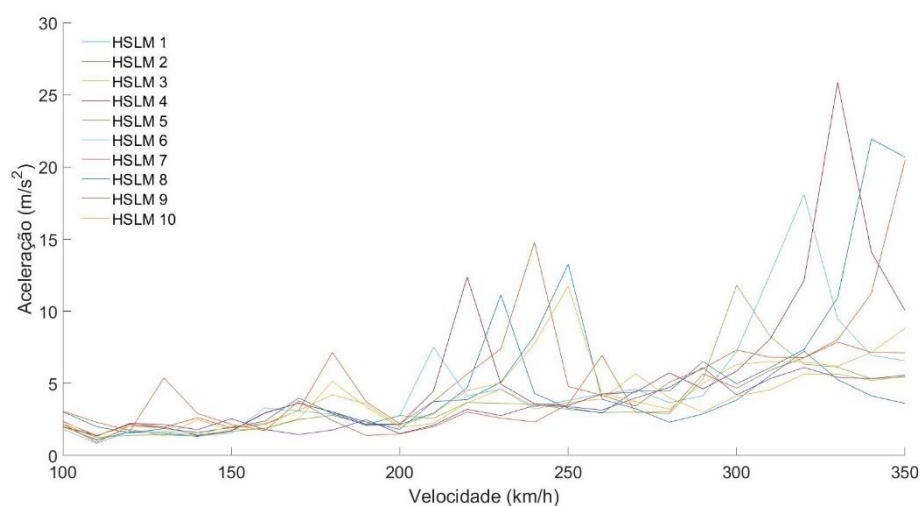


Fig. 4.17 - Acelerações máximas a meio vão devido à passagem dos comboios HSLM-A.

A norma europeia EN1990-A2 (2001) define um limite de acelerações de 3.5 m/s^2 , limite esse que, analisando os gráficos acima, é cumprido para as velocidades inferiores na maioria dos comboios reais, havendo comboios que apresentam picos em velocidades inferiores a 200 km/h , como é o caso do Talgo. Dentro dos comboios reais de alta velocidade, o Talgo é o que provoca maior aceleração, 15.35 m/s^2 para uma velocidade de 350 km/h . Além do Talgo, o Virgin também apresenta um valor elevado para a aceleração, 12.62 m/s^2 , mas este para uma velocidade menor, 220 km/h .

Nos comboios HSLM-A, o limite definido por EN1990-A2 (2001) é cumprido por quase todos os comboios para velocidades até 180 km/h , havendo apenas algumas exceções em que apresentam picos em velocidades inferiores, como é o caso do HSLM-A2 que apresenta um pico a uma velocidade de 130 km/h . O comboio HSLM-A7 é o que provoca uma aceleração maior, 25.87 m/s^2 , valor muito superior ao limite do Eurocódigo. Esta diferença entre os valores calculados e o valor limite deve-se ao facto de

se tratar de uma estrutura antiga, tendo sido dimensionada para velocidades e cargas de tráfego muito inferiores às atuais.

4.4.2. ACELERAÇÕES MÁXIMAS A MEIO VÃO PARA FREQUÊNCIAS DE ATÉ 60 Hz

As Figs.4.18 e 4.19 ilustram o comportamento da estrutura, a nível de acelerações, quando solicitada pelos comboios reais e HSLM, respetivamente, considerando para a análise dinâmica o contributo dos modos de vibração com frequências até 60 Hz.

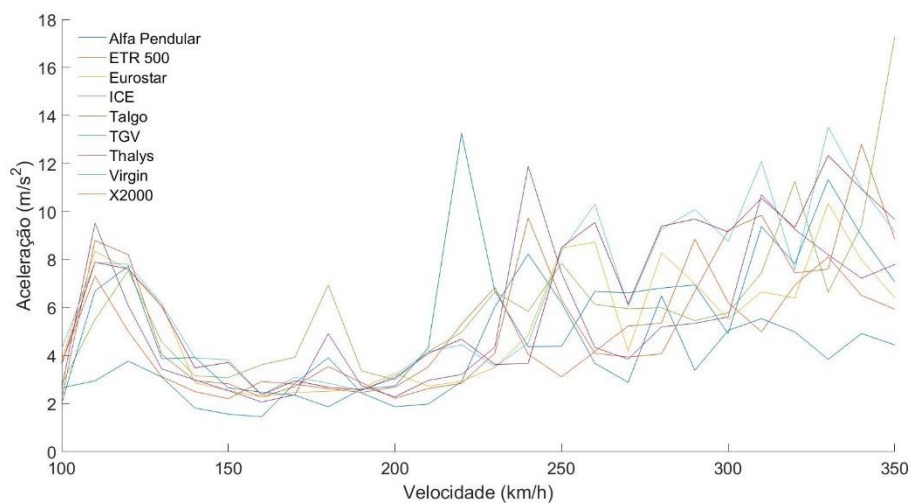


Fig. 4.18 - Acelerações máximas a meio vão devido à passagem dos comboios reais.

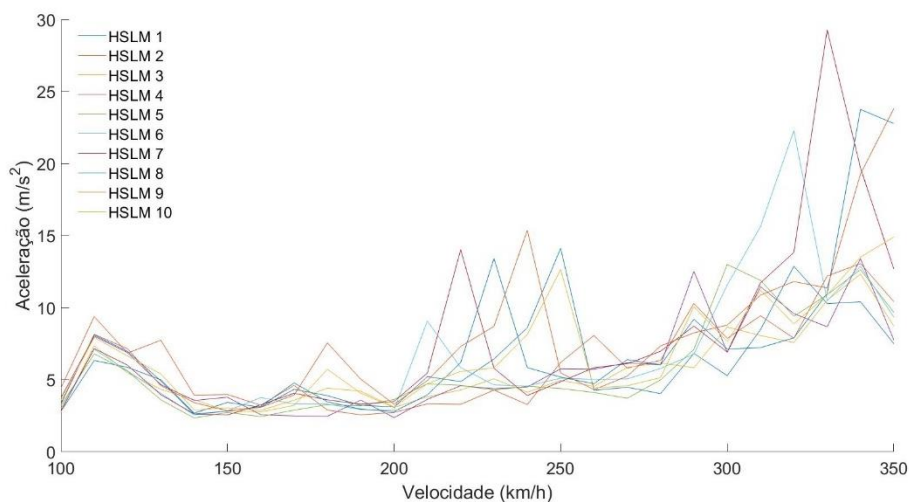


Fig. 4.19 - Acelerações máximas a meio vão devido à passagem dos comboios HSLM-A.

Com o aumento do número de modos de vibração considerados, os resultados dão ligeiramente superiores, principalmente na gama de velocidades mais altas. Em relação ao limite de 3.5 m/s^2 ,

considerando agora modos de frequência até 60 Hz, apenas alguns dos comboios reais cumprem para velocidades entre 140 e 210 km/h. Para velocidades superiores a 210 km/h, as curvas apresentam picos de ressonância, chegando mesmo a atingir acelerações de 17.28 m/s^2 no caso do Talgo. O comportamento da estrutura para os comboios HSLM-A é semelhante, variando apenas o intervalo de velocidades em que o limite da aceleração é cumprido, passando agora para 130 a 200 km/h com a exceção de alguns que superam ligeiramente este limite, como é o caso do HSLM-A9 com uma aceleração de 7.56 m/s^2 para a velocidade de 180 km/h. Para esta gama de frequências, a estrutura chega a atingir acelerações da ordem dos 30 m/s^2 , como é o caso do HSLM-A7, com uma aceleração de 29.29 m/s^2 para uma velocidade de 330 km/h.

4.5. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS

4.5.1. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS A MEIO VÃO PARA FREQUÊNCIAS DE ATÉ 30 Hz

As Figs. 4.20 e 4.21 representam, respetivamente, os deslocamentos máximos produzidos pela passagem dos comboios reais europeus e pelos comboios HSLM-A, considerando para a análise dinâmica o contributo dos modos de vibração com frequências até 30 Hz.

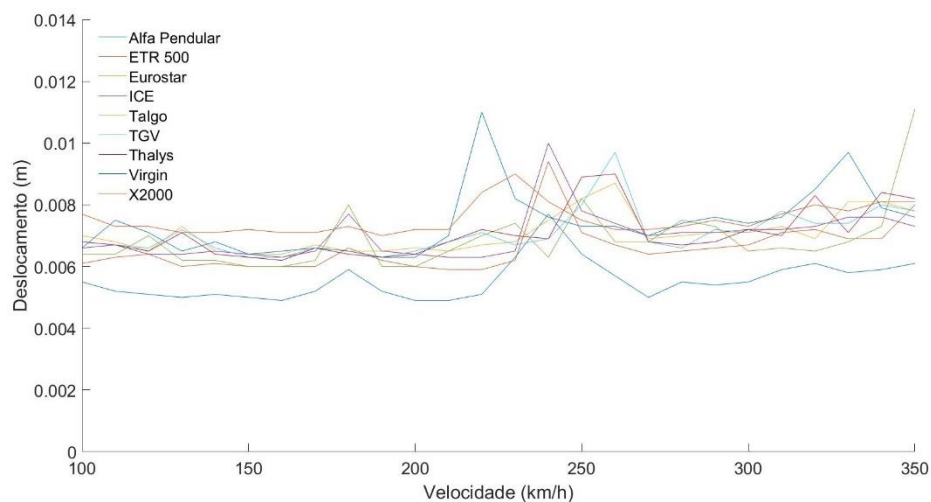


Fig. 4.20 – Deslocamentos máximos a meio vão devido à passagem dos comboios reais.

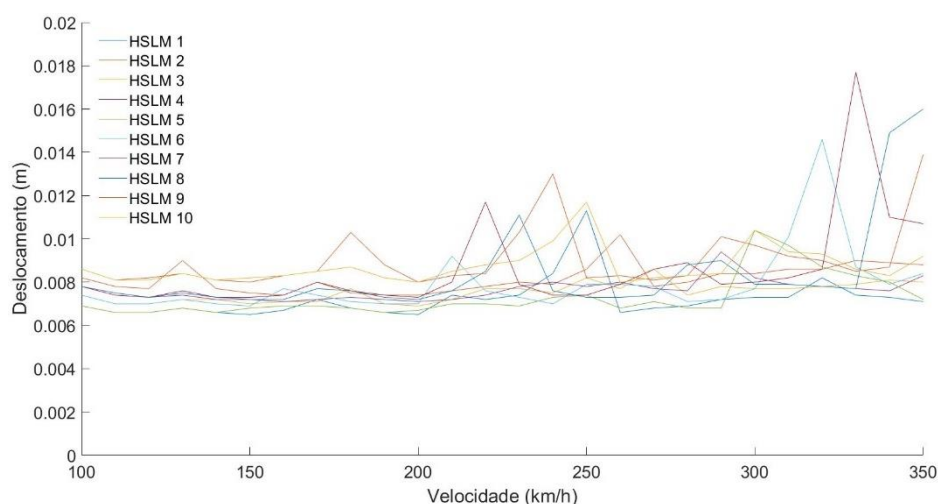


Fig. 4.21 - Deslocamentos máximos a meio vão devido à passagem dos comboios HSLM-A.

Da análise destes gráficos verifica-se que o intervalo de velocidades que provoca os maiores deslocamentos nos dois tipos de comboios é diferente, sendo que o intervalo que provoca maiores deslocamentos nos comboios reais é entre 210 e 270 km/h e no caso dos comboios HSLM-A é entre 300 e 350 km/h. O maior deslocamento registado nos comboios reais é o deslocamento provocado pelo Talgo, 0.0111 m para uma velocidade de 350 km/h, fora do intervalo de velocidades referido acima. O segundo maior deslocamento é provocado pelo Virgin, 0.0110 m para uma velocidade de 220 km/h, esta já pertencente ao intervalo referido. Os deslocamentos registados para os comboios HSLM-A são ligeiramente superiores ao dos comboios reais, registando 0.0177 m para o HSLM-A7 quando este circula a 330 km/h, seguido do HSLM-A8 com um deslocamento máximo de 0.0160 m a 350 km/h. O menor deslocamento registado no conjunto dos comboios reais está associado à passagem do Alfa Pendular (0.0049 m) para velocidades de 160, 200 e 210 km/h, enquanto que o menor deslocamento registado nos comboios HSLM-A é devido à passagem do HSLM-A1 a velocidades de 150 e 200 km/h (0.0065 m).

4.5.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS A MEIO VÃO PARA FREQUÊNCIAS DE ATÉ 60 Hz

As Figs. 4.22 e 4.23 representam, respetivamente, os deslocamentos máximos produzidos pela passagem dos comboios reais europeus e pelos comboios HSLM-A, considerando para a análise dinâmica o contributo dos modos de vibração com frequências até 60 Hz.

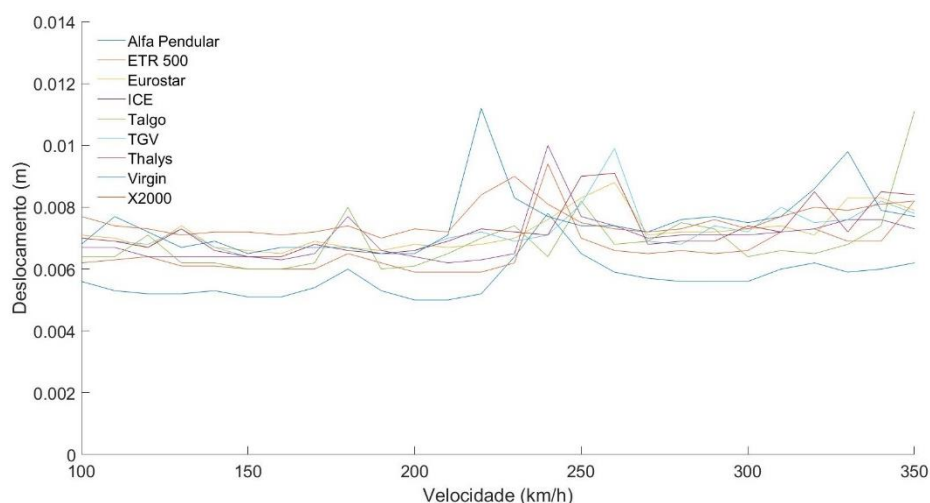


Fig. 4.22 - Deslocamentos máximos a meio vão devido à passagem dos comboios reais.

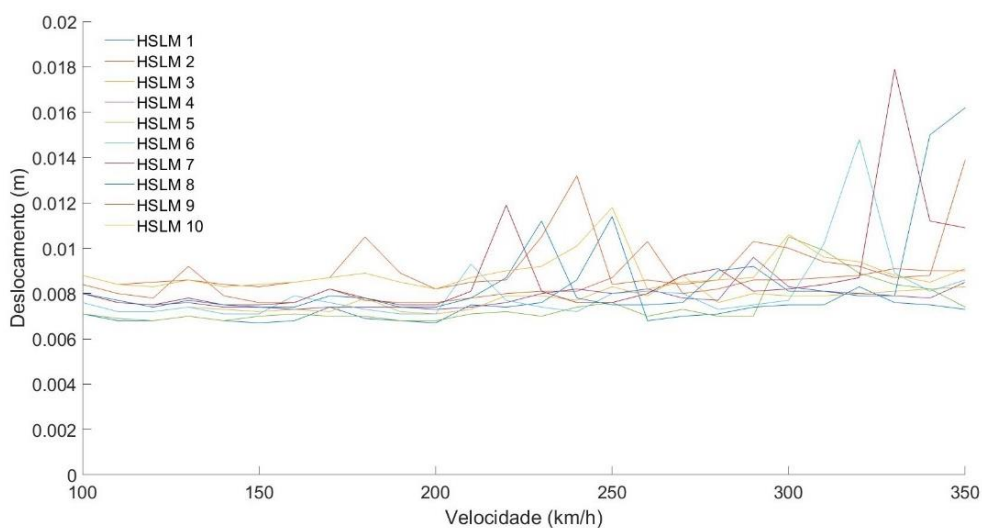


Fig. 4.23 - Deslocamentos máximos a meio vão devido à passagem dos comboios HSLM-A.

Em semelhança com a resposta dinâmica em relação aos deslocamentos para frequências até 30 Hz, para frequências até 60 Hz grande parte dos picos são registados num intervalo de velocidades mais reduzido, que neste caso são coincidentes com os intervalos da análise anterior. O que difere nesta análise é o valor dos deslocamentos, registando-se um deslocamento máximo de 0.0112 m, devido à passagem do Virgin a uma velocidade de 220 km/h. Esta velocidade pertence ao intervalo de velocidades onde foram registados a maioria dos picos de deslocamentos dos comboios reais, ao contrário do que se registou na análise considerando modos de vibração apenas até 30 Hz. O deslocamento máximo registado com a passagem dos HSLM-A é 0.0179 m, novamente para o HSLM-A7 e para a mesma velocidade. As diferenças dos deslocamentos registados nas duas análises é mínima, 0.001 m para os comboios reais e 0.0002 m para os HSLM-A em relação aos deslocamentos máximos. Analisando os menores deslocamentos registados, a diferença entre as duas análises é da mesma ordem de grandeza, registando 0.005m no Alfa Pendular e 0.0067 m no HSLM-A1.

4.6. EFEITOS DE RESSONÂNCIA

Os fenómenos de ressonância dão-se quando a frequência de excitação coincide com a frequência natural da estrutura, o que origina um aumento significativo da resposta dinâmica da mesma, podendo, em casos extremos, provocar danos significativos. Este fenómeno é mais frequente para velocidades de tráfego superiores a 200 km/h e em pontes simplesmente apoiadas.

Em pontes simplesmente apoiadas, as velocidades teóricas que podem provocar ressonância na estrutura v_{res} podem ser avaliadas pela seguinte equação.

$$v_{res} = n_j \frac{D}{i} \quad (4.1)$$

onde, n_j representa a frequência fundamental de vibração, D o espaçamento regular entre grupo de eixos, e i um número inteiro. Carnerero (2007) afirma que esta equação apresenta bons resultados para vigas simplesmente apoiadas mas que no caso de estruturas hiperstáticas esta equação pode já não ser válida. Os resultados do cálculo das velocidades de ressonância para os comboios reais e para a ponte em estudo encontram-se apresentados na Tabela 4.5 e os resultados para os comboios HSLM-A encontram-se na Tabela 4.6.

Tabela 4.5 - Velocidades de ressonância teóricas para os comboios reais.

Comboio	d (m)	Modo	Freq. (Hz)	Velocidade (km/h)			
				i = 1	i = 2	i = 3	i = 4
Alfa Pendular	25.9	1º Torção	6.077	566.66	283.33	188.89	141.66
		1º Vertical	7.644	712.72	356.36	237.57	178.18
		2º Torção	9.773	911.25	455.62	303.75	227.81
		2º Vertical	26.470	2468.11	1234.05	822.70	617.03
ETR 500	26.1	1º Torção	6.077	571.03	285.52	190.34	142.76
		1º Vertical	7.644	718.22	359.11	239.41	179.56
		2º Torção	9.773	918.28	459.14	306.09	229.57
		2º Vertical	26.470	2487.16	1243.58	829.05	621.79
Eurostar	18.7	1º Torção	6.077	409.13	204.57	136.38	102.28
		1º Vertical	7.644	514.59	257.29	171.53	128.65
		2º Torção	9.773	657.93	328.96	219.31	164.48
		2º Vertical	26.470	1781.99	891.00	594.00	445.50
ICE	26.4	1º Torção	6.077	577.60	288.80	192.53	144.40
		1º Vertical	7.644	726.48	363.24	242.16	181.62
		2º Torção	9.773	928.84	464.42	309.61	232.21
		2º Vertical	26.470	2515.75	1257.88	838.58	628.94
Talgo	13.14	1º Torção	6.077	287.49	143.74	95.83	71.87
		1º Vertical	7.644	361.59	180.79	120.53	90.40
		2º Torção	9.773	462.31	231.15	154.10	115.58
		2º Vertical	26.470	1252.16	626.08	417.39	313.04
TGV	18.7	1º Torção	6.077	409.13	204.57	136.38	102.28
		1º Vertical	7.644	514.59	257.29	171.53	128.65
		2º Torção	9.773	657.93	328.96	219.31	164.48
		2º Vertical	26.470	1781.99	891.00	594.00	445.50
Thalys	18.7	1º Torção	6.077	409.13	204.57	136.38	102.28
		1º Vertical	7.644	514.59	257.29	171.53	128.65
		2º Torção	9.773	657.93	328.96	219.31	164.48
		2º Vertical	26.470	1781.99	891.00	594.00	445.50
Virgin	23.9	1º Torção	6.077	522.90	261.45	174.30	130.73
		1º Vertical	7.644	657.68	328.84	219.23	164.42
		2º Torção	9.773	840.88	420.44	280.29	210.22
		2º Vertical	26.470	2277.52	1138.76	759.17	569.38
X2000	24.95	1º Torção	6.077	545.87	272.94	181.96	136.47
		1º Vertical	7.644	686.57	343.29	228.86	171.64
		2º Torção	9.773	877.82	438.91	292.61	219.46
		2º Vertical	26.470	2377.58	1188.79	792.53	594.39

Tabela 4.6 - Velocidades de ressonância teóricas para os comboios normativos (EN1991-2, 2003).

Comboio	d (m)	Modo	Freq. (Hz)	Velocidade (km/h)			
				i = 1	i = 2	i = 3	i = 4
HSLM 1	18	1º Torção	6.077	393.82	196.91	131.27	98.45
		1º Vertical	7.644	495.32	247.66	165.11	123.83
		2º Torção	9.773	633.30	316.65	211.10	158.32
		2º Vertical	26.470	1715.29	857.64	571.76	428.82
HSLM 2	19	1º Torção	6.077	415.70	207.85	138.57	103.92
		1º Vertical	7.644	522.84	261.42	174.28	130.71
		2º Torção	9.773	668.48	334.24	222.83	167.12
		2º Vertical	26.470	1810.58	905.29	603.53	452.64
HSLM 3	20	1º Torção	6.077	437.57	218.79	145.86	109.39
		1º Vertical	7.644	550.36	275.18	183.45	137.59
		2º Torção	9.773	703.66	351.83	234.55	175.92
		2º Vertical	26.470	1905.87	952.94	635.29	476.47
HSLM 4	21	1º Torção	6.077	459.45	229.73	153.15	114.86
		1º Vertical	7.644	577.88	288.94	192.63	144.47
		2º Torção	9.773	738.85	369.42	246.28	184.71
		2º Vertical	26.470	2001.17	1000.58	667.06	500.29
HSLM 5	22	1º Torção	6.077	481.33	240.67	160.44	120.33
		1º Vertical	7.644	605.40	302.70	201.80	151.35
		2º Torção	9.773	774.03	387.02	258.01	193.51
		2º Vertical	26.470	2096.46	1048.23	698.82	524.12
HSLM 6	23	1º Torção	6.077	503.21	251.61	167.74	125.80
		1º Vertical	7.644	632.91	316.46	210.97	158.23
		2º Torção	9.773	809.21	404.61	269.74	202.30
		2º Vertical	26.470	2191.75	1095.88	730.58	547.94
HSLM 7	24	1º Torção	6.077	525.09	262.54	175.03	131.27
		1º Vertical	7.644	660.43	330.22	220.14	165.11
		2º Torção	9.773	844.40	422.20	281.47	211.10
		2º Vertical	26.470	2287.05	1143.52	762.35	571.76
HSLM 8	25	1º Torção	6.077	546.97	273.48	182.32	136.74
		1º Vertical	7.644	687.95	343.98	229.32	171.99
		2º Torção	9.773	879.58	439.79	293.19	219.90
		2º Vertical	26.470	2382.34	1191.17	794.11	595.59
HSLM 9	26	1º Torção	6.077	568.85	284.42	189.62	142.21
		1º Vertical	7.644	715.47	357.73	238.49	178.87
		2º Torção	9.773	914.76	457.38	304.92	228.69
		2º Vertical	26.470	2477.64	1238.82	825.88	619.41
HSLM 10	27	1º Torção	6.077	590.73	295.36	196.91	147.68
		1º Vertical	7.644	742.99	371.49	247.66	185.75
		2º Torção	9.773	949.95	474.97	316.65	237.49
		2º Vertical	26.470	2572.93	1286.46	857.64	643.23

Analizando as Tabelas 4.5 e 4.6, logo se percebe que algumas das velocidades calculadas não têm qualquer interesse prático visto que se encontram fora do intervalo de velocidades em estudo. No entanto, mesmo que as velocidades ressonantes correspondentes ao primeiro harmónico não estejam dentro da gama de valores realistas, há que ter em atenção que as velocidades associadas a outros harmónicos são mais baixas, podendo levar a picos de ressonância nestas regiões.

4.7. COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES RESSONANTES TEÓRICAS COM AS OBTIDAS NUMERICAMENTE

Comparando agora as velocidades de ressonância teóricas apresentadas na Tabela 4.5 com a resposta numérica da estrutura, referentes aos comboios reais, verifica-se que os picos da resposta se dão para velocidades ressonantes associadas ao 1º modo de vibração vertical (7.64 Hz). A maioria dos picos registados coincidem com os valores teóricos calculados anteriormente para os segundos e terceiros harmónicos ($i=2$ e $i=3$). No entanto, e olhando para as curvas referentes ao Talgo, verifica-se que a sua resposta máxima tende para a velocidade teórica associada ao 1º harmónico, 361.59 km/h.

No caso dos comboios HSLM-A, a análise é semelhante, predominando as velocidades teóricas para $i=2$, dando as velocidades para $i=1$ igualmente fora do intervalo em análise. Apesar dos picos da resposta não coincidirem com os valores teóricos para $i=1$, coincidindo para valores com menos energia, a expressão utilizada para o cálculo dos valores teóricos traduz resultados com bastante aproximação face aos resultados numéricos.

4.8. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS MODOS DE VIBRAÇÃO

Com intuito de tentar perceber a contribuição de cada modo de vibração nas análises dinâmicas, foram realizadas análises dinâmicas, considerando modos de vibração entre 5 e 60 Hz, intervalados de 5 Hz para vários comboios. O critério de seleção dos comboios baseou-se em escolher o comboio que apresentou maior aceleração, nas análises anteriores, para cada tipo de comboio (convencionais, regulares e articulados). Assim, a análise da influência do número de modos considerados na avaliação da resposta dinâmica foi efetuada para os comboios Virgin, Thalys e Talgo. No caso dos comboios HSLM-A o comboio que apresentou maior aceleração foi o HSLM-A7 e, portanto, foi esse o selecionado para esta análise.

4.8.1. CONTRIBUIÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO PARA O COMBOIO CONVENCIONAL VIRGIN

As Figs. 4.24 e 4.25 ilustram o comportamento da estrutura perante a passagem do comboio convencional Virgin, em função da frequência de vibração.

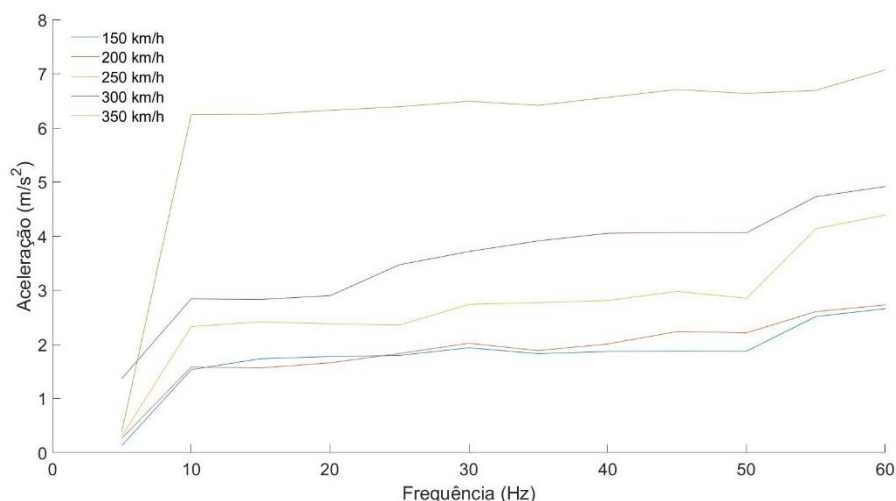


Fig. 4.24 - Influência dos modos de vibração na análise das acelerações.

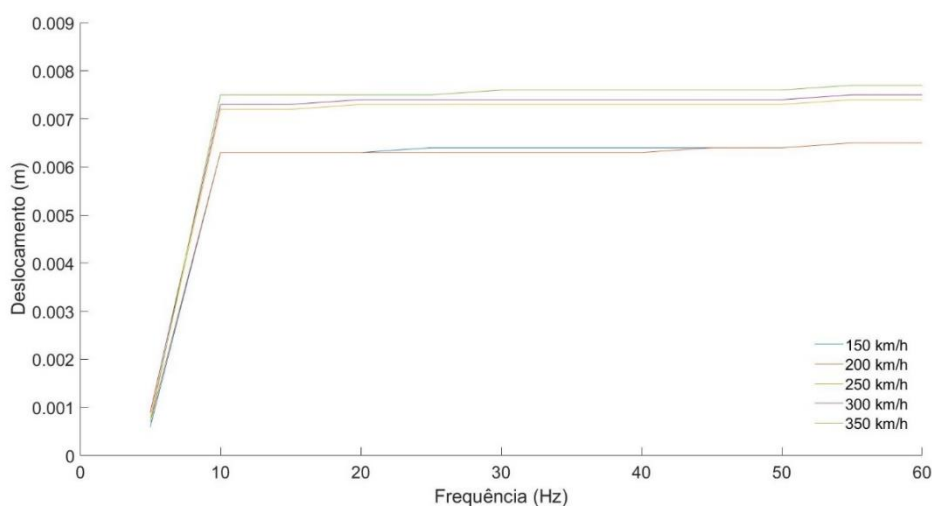


Fig. 4.25 - Influência dos modos de vibração na análise dos deslocamentos.

Da análise da Fig. 4.24, a frequência que mais contribui para a resposta da estrutura é a correspondente ao primeiro modo de vibração vertical, 7.64 Hz, que, no caso da análise de deslocamentos, é a única que dá um incremento importante na resposta da estrutura. Em relação à análise das acelerações, a frequência 7.64 Hz também representa a frequência com maior importância. Pode-se observar, no entanto, que existe ainda outra frequência entre os 50 e os 60 Hz que tem um pequeno contributo na resposta da estrutura.

4.8.2. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA DA PONTE DEVIDO AO COMBOIO THALYS

As Figs. 4.26 e 4.27 ilustram o comportamento da estrutura perante a passagem do comboio regular Thalys, em função da frequência de vibração.

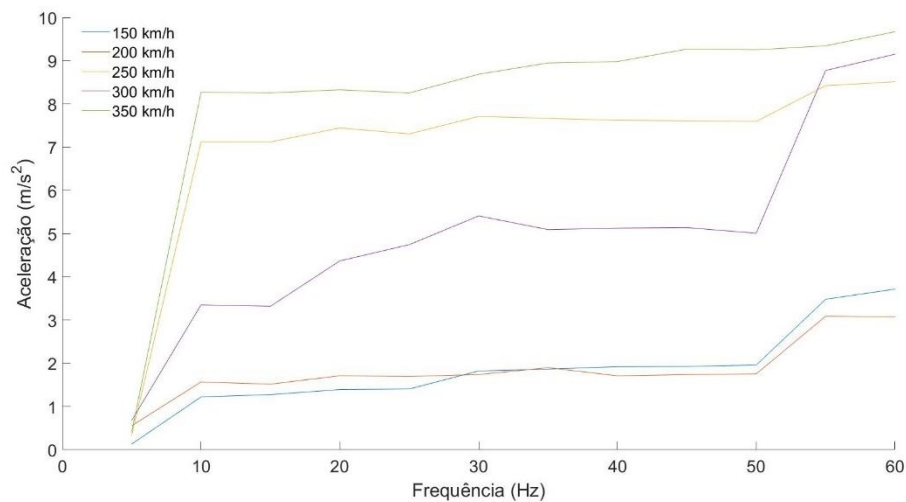


Fig. 4.26 - Influência dos modos de vibração na análise das acelerações.

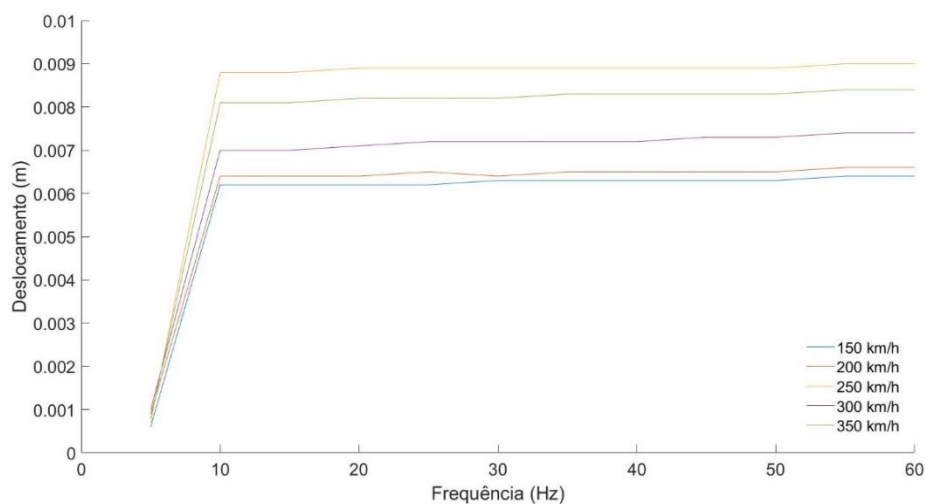


Fig. 4.27 - Influência dos modos de vibração na análise dos deslocamentos.

Em semelhança com a análise do comboio Virgin, o primeiro modo de vibração vertical também controla a resposta em termos de deslocamentos. No que respeita às acelerações, além da frequência entre os 50 e os 60 Hz que agrava a resposta da estrutura, há ainda outra frequência à volta dos 20 Hz que provoca incremento de acelerações para a velocidade de circulação de 200 Km/h. Para a velocidade de circulação de 350 Km/h, o primeiro modo de vibração vertical é o que controla a resposta estrutural, variando muito pouco para as restantes frequências.

4.8.3. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA DA PONTE DEVIDO AO COMBOIO TALGO

As Figs. 4.28 e 4.29 ilustram o comportamento da estrutura perante a passagem do comboio articulado Talgo, em função da frequência de vibração.

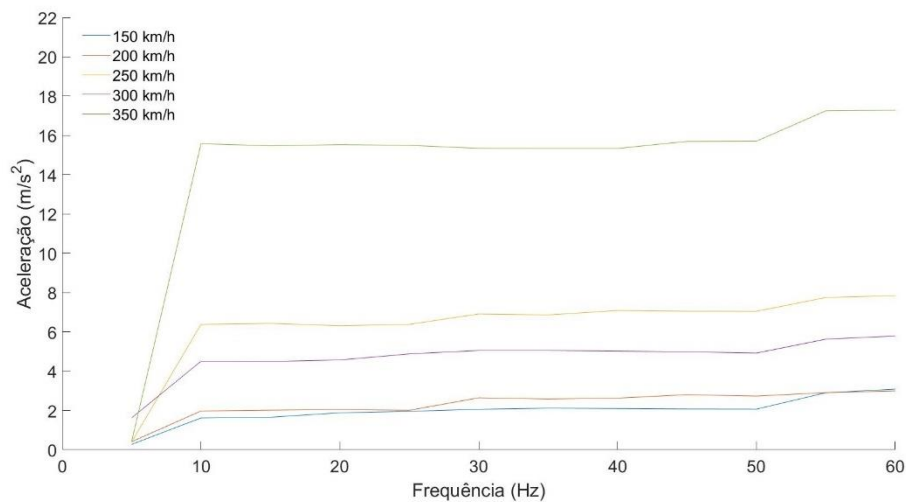


Fig. 4.28 - Influência dos modos de vibração na análise das acelerações.

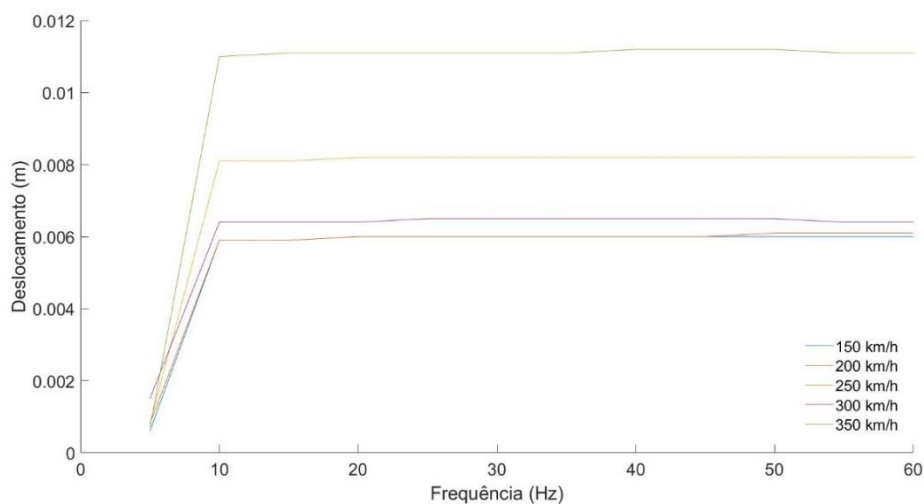


Fig. 4.29 - Influência dos modos de vibração na análise dos deslocamentos.

Para o comboio Talgo, predomina o primeiro modo de vibração, mesmo para a análise das acelerações, havendo apenas um ligeiro incremento de aceleração para a frequência entre os 50 e os 60 Hz que no caso da circulação a 350 Km/h é insignificante comparado com o incremento provocado pelo primeiro modo de vibração.

4.8.4. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO NA RESPOSTA DA PONTE DEVIDO AO COMBOIO HSLM-A7

As Figs. 4.30 e 4.31 ilustram o comportamento da estrutura perante a passagem do comboio articulado Talgo, em função da frequência de vibração.

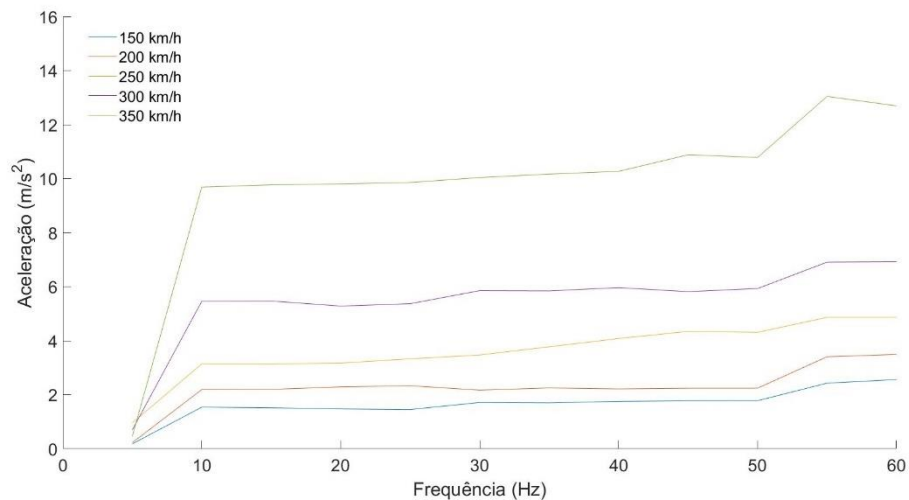


Fig. 4.30 - Influência dos modos de vibração na análise das acelerações.

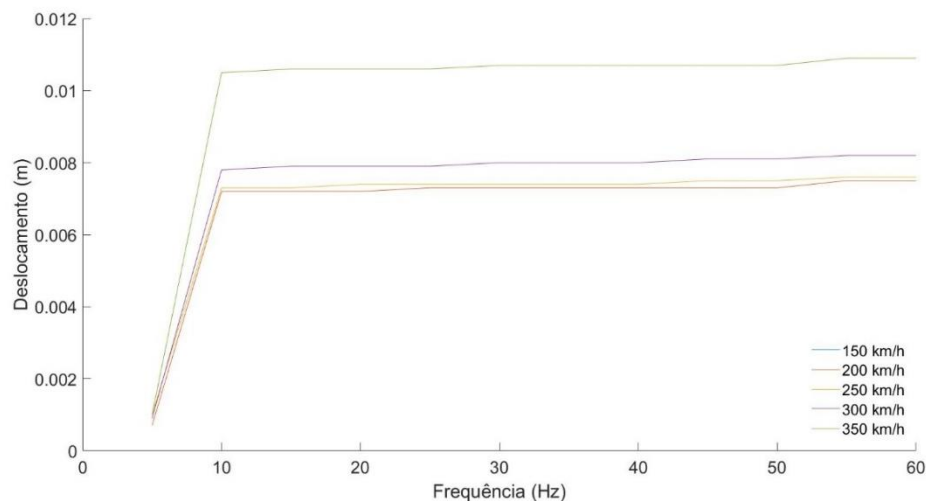


Fig. 4.31 - Influência dos modos de vibração na análise dos deslocamentos.

Tal como na análise dos restantes comboios, o comboio normativo de alta velocidade HSLM-A7 a contribuição dos modos de vibração é semelhante, predominando o primeiro modo de vibração nas duas análises, deslocamentos e acelerações. O modo de vibração referido nas análises de acelerações anteriores volta a ter importância neste comboio também, apresentando o seu maior incremento de aceleração para a velocidade de circulação de 350 km/h.

5

ANÁLISE À FADIGA DA PONTE FERROVIÁRIA DE EASTINGTON ROAD

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é abordada a verificação à fadiga da ponte ferroviária de Eastington Road, recorrendo para o efeito à metodologia descrita no Capítulo 3.

O presente capítulo começa, na Secção 5.2, com uma apresentação das bases consideradas para a análise à fadiga, tais como os cenários de tráfego, os modos de vibração considerados para a obtenção de tensões, o coeficiente de amortecimento atribuído a cada modo, o incremento de tempo adotado e as curvas S-N utilizadas para as análises. O cálculo de tensões foi realizado com base em análises dinâmicas. Na Secção 5.3 são apresentados os resultados das análises de fadiga, em termos de valor do dano acumulado provocado pela solicitação dos vários cenários de tráfego e correspondentes estimativas da vida útil da estrutura. O capítulo termina com a avaliação da eficiência de uma solução de reforço (utilização de placas FRP) para a estrutura a fim de prolongar o seu período de utilização.

5.2. BASES PARA A ANÁLISE À FADIGA

5.2.1. PARÂMETROS A ANALISAR

Para a análise da fadiga foi considerado o pormenor da carlinga do meio vão do lado interior, tal como assinalado na Fig. 5.1. Este pormenor representa a ligação entre a carlinga e a longarina, pormenor onde apareceram fendas na ponte do rio Tone, semelhante à aqui estudada. Na Fig. 5.2 são apresentados 3 pares de pontos possíveis para a extrapolação, de onde, através de análises já realizadas pela equipa responsável pela sub-tarefa 5.4.2 do projeto europeu In2Track2 (2020), se sabe que o par de pontos 2 é o mais desfavorável, ou seja, que apresenta tensões *hot-spot* mais elevadas. Como tal, a análise deste trabalho vai incidir apenas nesse conjunto de pontos.

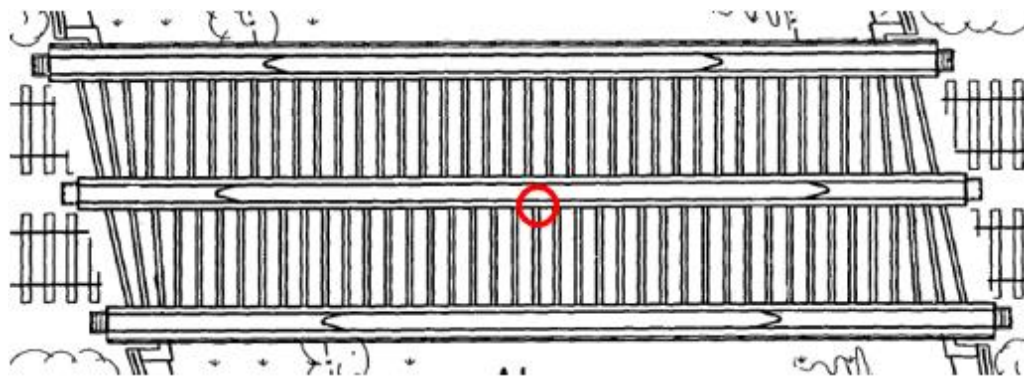


Fig. 5.1 - Localização do pormenor analisado.

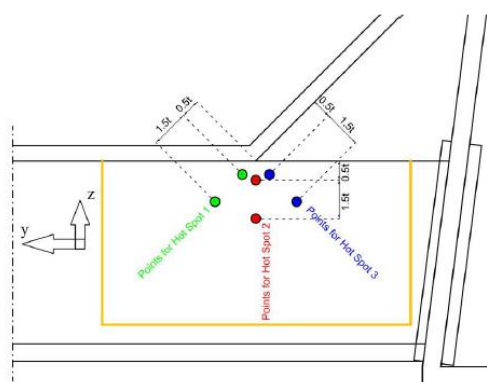


Fig. 5.2 – Pares de pontos *hot-spot* no detalhe crítico.

5.2.2. CENÁRIOS DE TRÁFEGO

Os cenários de tráfegos utilizados nesta análise foram os cenários de tráfego do Anexo D da EN1991-2 (2003), utilizados para análises de fadiga em fase de projeto de estruturas ferroviárias metálicas. Além da avaliação à fadiga baseada nos cenários normativos, foram ainda considerados cenários baseados no tráfego real que solicita a ponte de Eastington Road, constituídos por uma combinação de comboios de passageiros e de mercadorias. Os cenários baseados no tráfego real foram desenvolvidos no âmbito do projeto europeu In2Track2 (2020), obtido através dos modelos de carga dos comboios e da tonelagem total que passa pela ponte por ano. O modelo de cargas do comboio de passageiros inglês BR Class 221, bem como uma fotografia do mesmo, é apresentado na Fig. 5.3.

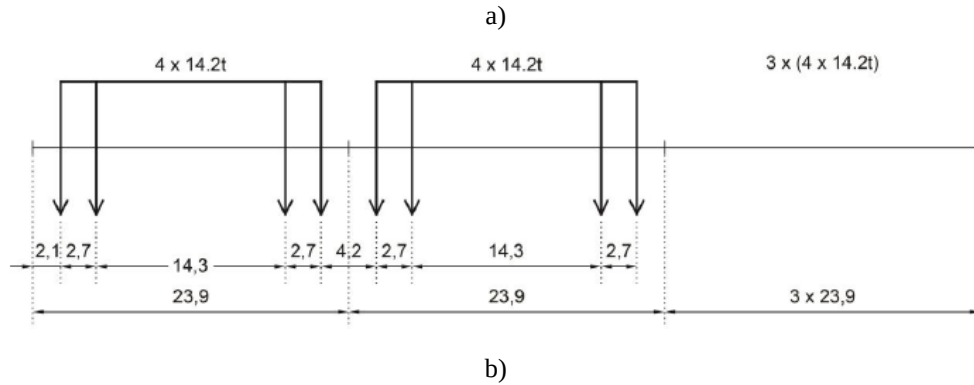


Fig. 5.3 – BR Class 221: a) Fotografia do comboio (Wikipédia, 2020); b) Modelo de carga do comboio.

O comboio de passageiros, British Rail Class 221, é composto por 5 carruagens com uma carga de 14.2 toneladas por eixo. Conhecida a tonelagem total dos comboios de passageiros que circularam na linha em análise (4.26 milhões de toneladas), foi possível obter uma estimativa do número de passageiros deste comboio sobre a ponte, através da Equação (5.1).

$$N^{\circ} \text{ passageiros} = \frac{4.26 \times 10^6 \text{ ton}}{14.2 \text{ ton} \times 4 \text{ eixos} \times 5 \text{ carruagens}} = 15000 \text{ passageiros/ano} \quad (5.1)$$

O comboio de mercadorias que solicita a estrutura em análise é composto por vagões do tipo HTA 102, cujo modelo de cargas se encontra representado na Fig. 5.4.

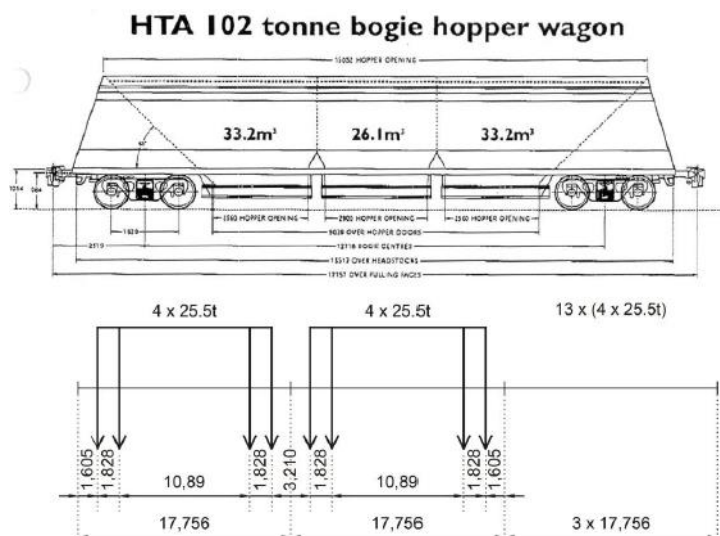


Fig. 5.4 - Modelo de carga do comboio real de mercadorias da ponte de Eastington Road.

Utilizando a mesma abordagem utilizada para o comboio de passageiros, e adotando um comboio de mercadorias tipo composto por 15 vagões HTA102 com carga por eixo de 25.5 toneladas, calculou-se uma estimativa do número de passagens anual deste tipo de comboio através da Equação (5.2), tendo em conta a tonelage anual de 3.59 milhões de toneladas.

$$N^{\circ} \text{ passagens} = \frac{3.59 \times 10^6 \text{ ton}}{25.5 \text{ ton} \times 4 \text{ eixos} \times 15 \text{ vagões}} = 2346 \text{ passagens/ano} \quad (5.2)$$

Em relação às velocidades de circulação destes dois comboios, foram considerados três cenários:

- i) Cenário 1: comboio de passageiros a 100 km/h e comboio de mercadorias a 50 km/h;
- ii) Cenário 2: comboio de passageiros a 100 km/h e comboio de mercadorias a 100 km/h;
- iii) Cenário 3: comboio de passageiros a 150 km/h e comboio de mercadorias a 100 km/h.

5.2.3. PARÂMETROS DAS ANÁLISES DINÂMICAS

Para o cálculo das análises dinâmicas necessárias ao cálculo das tensões atuantes nos detalhes, foram considerados os mesmos parâmetros do Capítulo 4, modos de vibração até 60 Hz (71 modos de vibração), 0.5% para o valor do coeficiente de amortecimento, definido em EN1991-2 (2003) para pontes construídas em aço e incremento de tempo (Δt) igual a 1 ms, valor indicado para esta gama de frequências.

5.2.6. CURVAS S-N

Da análise dos pormenores construtivos disponibilizados pela norma EN1993-1-9 (2004), o pormenor construtivo que melhor representa o pormenor estrutural em análise (ligação soldada) é o pormenor de categoria 112 (ver Fig. 5.5), caracterizado por um valor de referência de resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos, $\Delta\sigma_c=112$ MPa.

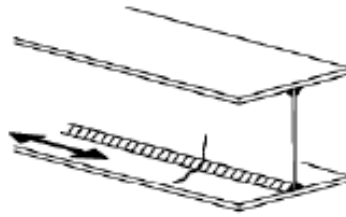


Fig. 5.5 - Pormenor construtivo (EN1993-1-9, 2004).

Para as análises considerando o reforço usando placas FRP, Hu et al. (2017) propuseram uma série de pormenores construtivos que incluem FRP. O pormenor que mais se aproxima do detalhe analisado é o apresentado na Fig. 5.6, caracterizado por um valor de referência de resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos, $\Delta\sigma_C = 112$ MPa.

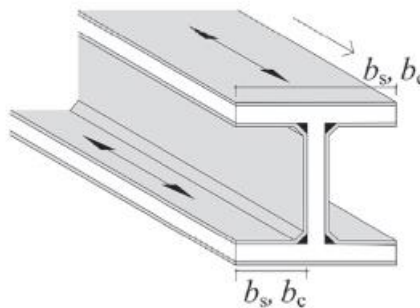


Fig. 5.6 - Pormenor construtivo considerando reforço com FRP.

5.3. RESULTADOS DA ANÁLISE DE FADIGA

Nas análises realizadas neste trabalho foram consideradas as tensões *hot-spot*, considerando apenas as solicitações em tração que levam ao aparecimento de esforços normais no material. Foi considerado um modelo de avaliação tolerante a danos com uma alta consequência de falha ($\gamma_{MF} = 1.15$ de acordo com a EN1993-1-9 (2004)), tendo em atenção que, apesar dos pormenores analisados serem inspecionáveis, a sua falha levaria a sérias consequências em termos de segurança. Para o fator parcial de segurança de carga de fadiga foi utilizado o valor padrão 1.

5.3.1. DANO DE FADIGA

As Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam os valores referentes aos danos acumulados da estrutura devido à solicitação do tráfego normativo e real, respetivamente. Os valores apresentados foram calculados a partir do programa desenvolvido por Souto et al. (2019), considerando apenas uma passagem para cada análise, onde foi calculado o dano provocado no pormenor devido à passagem do comboio na via sobre o pormenor em análise e o dano devido à passagem do comboio na via do lado oposto. O valor do dano é proporcional ao número de passagens, bastando multiplicar o dano provocado por uma passagem pelo número de passagens pretendido para obter o valor do dano total. A Fig. 5.7 representa o pormenor da carlinga do meio vão em análise.

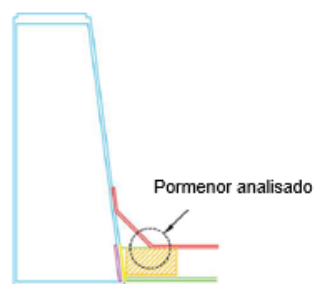


Fig. 5.7 – Pormenor da carlinga analisado.

Tabela 5.1 – Dano devido à solicitação do tráfego normativo.

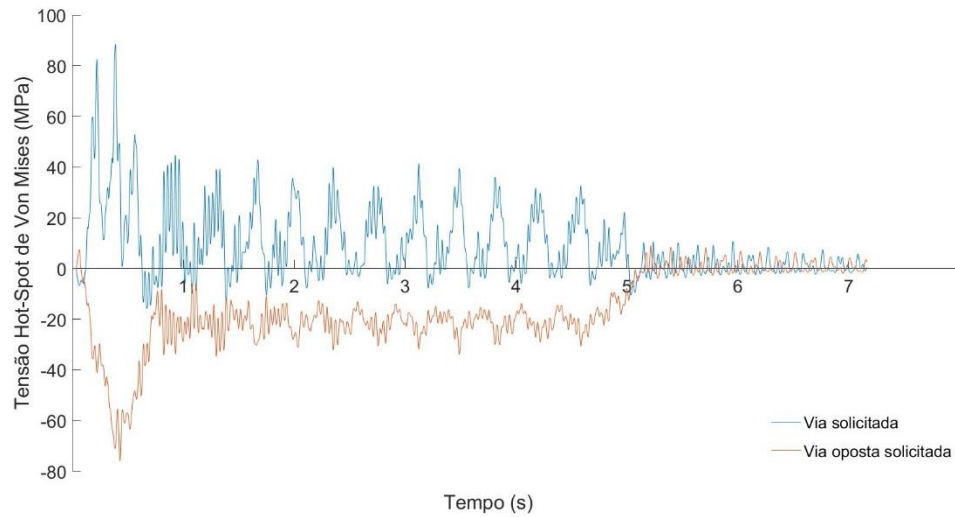
Tipo de comboio	V (km/h)	D _{vía solicitada}	D _{vía oposta solicitada}	D _{total}
1	200	1.05E-06	3.22E-07	1.37E-06
2	160	9.48E-06	1.78E-06	1.13E-05
3	250	9.41E-06	1.08E-06	1.05E-05
4	250	3.66E-06	4.28E-07	4.09E-06
5	80	1.57E-05	5.96E-07	1.63E-05
6	100	1.10E-05	1.57E-06	1.26E-05
7	120	1.32E-05	1.06E-06	1.43E-05
8	100	1.18E-05	9.26E-07	1.28E-05
9	120	1.31E-06	2.48E-07	1.56E-06
10	120	5.60E-05	1.49E-05	7.09E-05
11	120	2.64E-05	2.51E-06	2.89E-05
12	100	1.30E-05	1.02E-06	1.40E-05

Tabela 5.2 – Dano devido à solicitação do tráfego real.

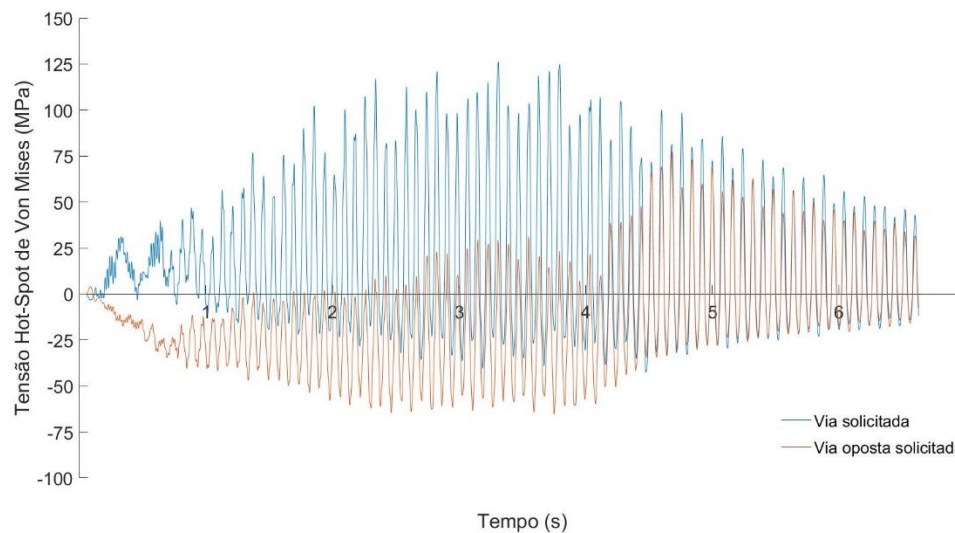
Tipo de comboio	V (km/h)	D _{vía solicitada}	D _{vía oposta solicitada}	D _{total}
Passageiros	100	8.16E-07	2.78E-08	8.44E-07
	150	1.23E-06	5.95E-08	1.29E-06
Mercadorias	50	4.54E-06	1.90E-07	4.73E-06
	100	8.62E-06	3.12E-07	8.93E-06

Analisando os valores do dano, verifica-se que os resultados referentes ao tráfego normativo são mais elevados que os referentes ao tráfego real. Isto deve-se, ao facto, de que este tipo de tráfego é utilizado para o dimensionamento de novas pontes ferroviárias, o que não é o caso. A ponte em análise tem já algumas décadas desde a construção, devendo, portanto, ter sido dimensionada para comboios com menores dimensões, cargas e velocidades.

Comparando os valores da Tabela 5.1 é possível verificar que há um comboio que se destaca por ser o comboio que provoca maior dano, o comboio tipo 10, apresentando um dano cerca de 60% superior ao segundo maior dano. A Fig. 5.8 ilustra os históricos de tensões originados pela passagem dos comboios que provocam menor e maior dano, tipo 1 e tipo 10, respetivamente. O histórico de tensões do comboio tipo 10 da norma EN1991-2 (2003), apresenta um aspeto ressonante, significa isto que a passagem do comboio provoca uma ressonância local na zona do detalhe analisado, daí o valor mais elevado.



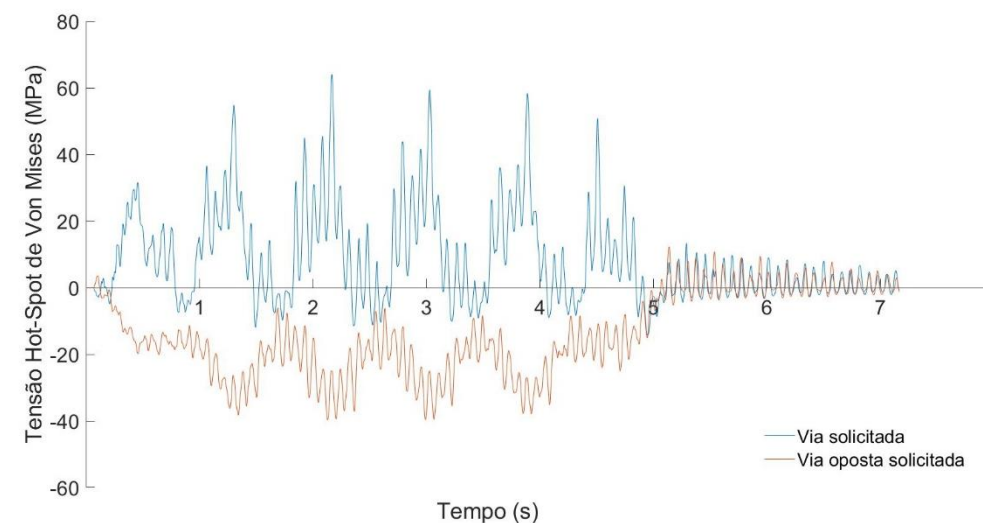
a)



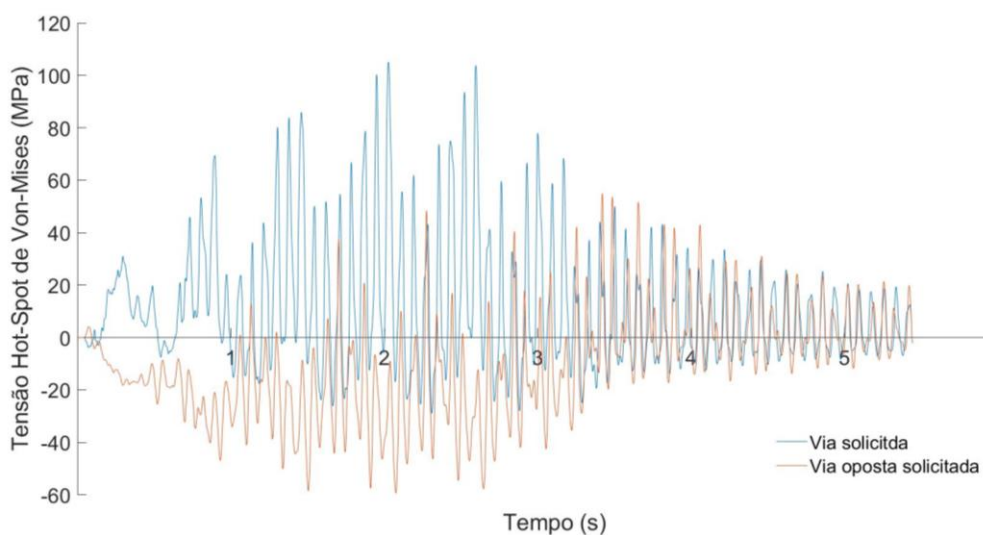
b)

Fig. 5.8 - Histórico de tensões devido à passagem dos comboios: a) Tipo 1; b) Tipo 10 (EN1991-2, 2003).

Da análise das Tabelas 5.1 e 5.2, o comboio que provoca menor dano é o comboio de passageiros real, a uma velocidade de circulação de 100 km/h. De igual forma, e a título de exemplo, apresenta-se na Fig. 5.9 o historial de tensões referentes à passagem do comboio de passageiros nas duas velocidades de circulação analisadas, 100 e 150 km/h.



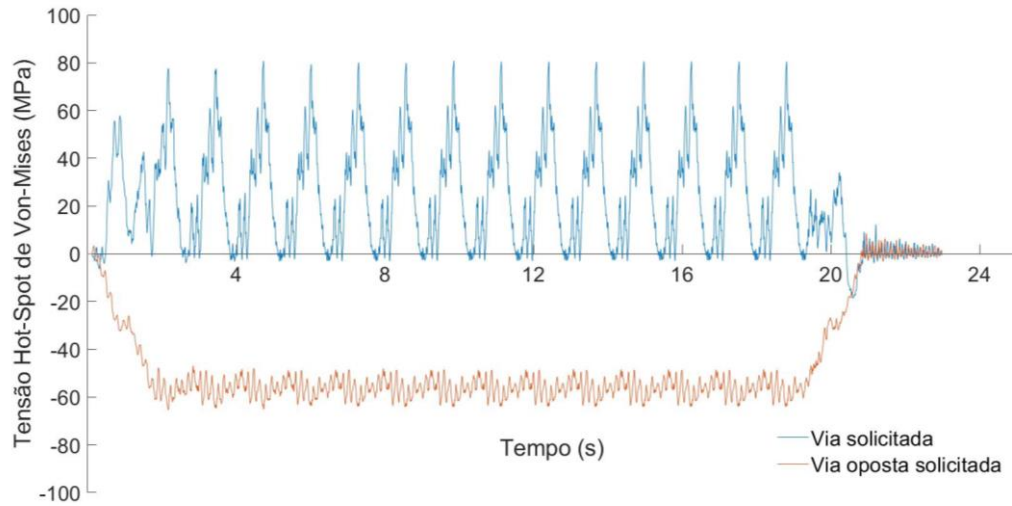
a)



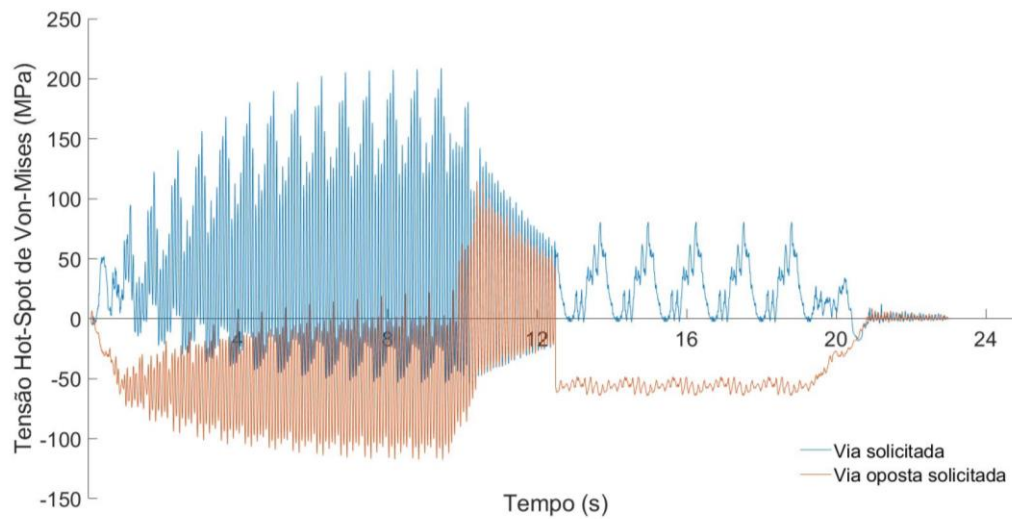
b)

Fig. 5.9 - Histórico de tensões derivado à passagem do comboio real de passageiros a: a) 100 km/h; b) 150 km/h.

A Fig. 5.10 representa os históricos de tensões do comboio real de mercadorias, a 50 e a 100 km/h. O maior dano registado pelos comboios reais foi o dano referente ao comboio de mercadorias, a 100 km/h. Analisando o correspondente histórico de tensões, verifica-se que existe uma ressonância local, agravando consideravelmente o comportamento da estrutura.



a)



b)

Fig. 5.10 - Histórico de tensões derivado à passagem do comboio real de mercadorias a: a) 50 km/h; b) 100 km/h.

5.3.2. VIDA ÚTIL DA PONTE FERROVIÁRIA EASTINGTON ROAD

Para a avaliação da vida útil da ponte Eastington Road foi considerada a Equação (5.3), dependente apenas do dano acumulado por ano. As análises foram realizadas considerando os cenários de tráfego descritos na Secção 5.2.2.

$$Vida\ útil = \frac{1}{D_{total,ano}} \quad (5.3)$$

As Tabelas 5.3 a 5.5 apresentam os resultados do dano acumulado por ano e a estimativa da vida útil da estrutura, para os diferentes cenários de tráfego definidos em EN1991-2 (2003). Nas Figs. 5.11 a 5.13

são também apresentados, na forma de gráficos, os valores do dano acumulado por cada tipo de comboio. Esta representação extra permite uma melhor interpretação dos valores dos danos acumulados.

Tabela 5.3 - Vida útil (anos) considerando o cenário de tráfego padrão da norma EN1991-2 (2003).

Tipo de comboio	Nº comboios/dia	$D_{\text{individual,dia}}$	$D_{\text{individual,ano}}$
1	12	1.65E-05	0.006017158
2	12	1.35E-04	0.049376248
3	5	5.24E-05	0.019156084
4	5	2.04E-05	0.007463098
5	7	1.14E-04	0.041619646
6	12	1.51E-04	0.055295051
7	8	1.14E-04	0.041762977
8	6	7.66E-05	0.027969873
Total		0.000680794	0.248660136
Vida útil (anos)			4

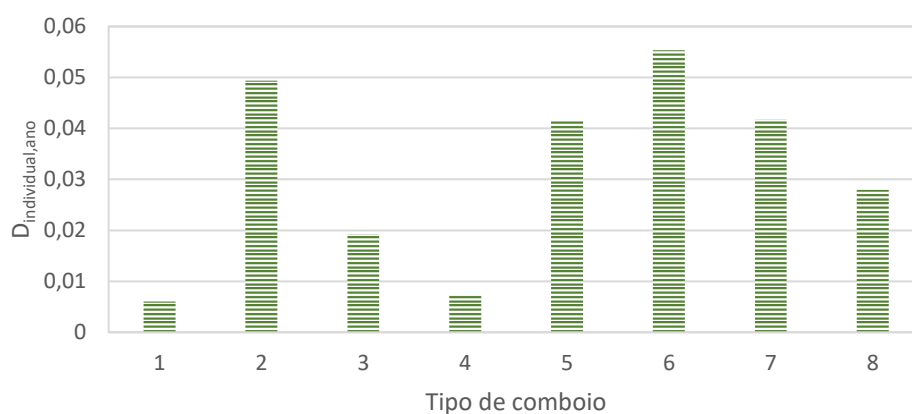


Fig. 5.11 - Dano obtido com cada tipo de comboio do cenário de tráfego padrão.

Tabela 5.4 - Vida útil (anos) considerando o cenário de tráfego pesado da norma EN1991-2 (2003).

Tipo de comboio	Nº comboios/dia	$D_{\text{individual,dia}}$	$D_{\text{individual,ano}}$
5	6	9.77E-05	0.035673982
6	13	1.64E-04	0.059902972
11	16	4.62E-04	1.69E-01
12	16	2.24E-04	8.20E-02
Total		0.000947936	0.346233712
Vida útil (anos)			3

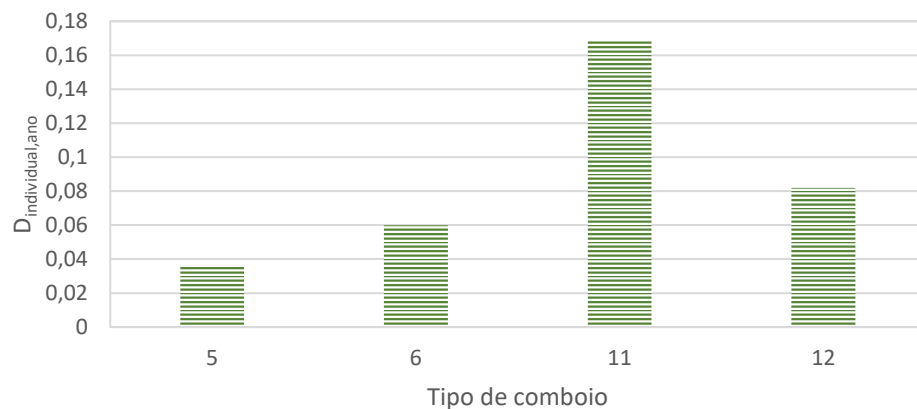


Fig. 5.12 - Dano obtido com cada tipo de comboio do cenário de tráfego pesado.

Tabela 5.5 - Vida útil (anos) considerando o cenário de tráfego leve da norma EN1991-2 (2003).

Tipo de comboio	Nº comboios/dia	$D_{individual,dia}$	$D_{individual,ano}$
1	10	1.37E-05	0.005014298
2	5	5.63E-05	0.020573437
5	2	3.26E-05	0.011891327
9	190	2.95E-04	0.107931156
Total		0.000398111	0.145410218
Vida útil (anos)			7

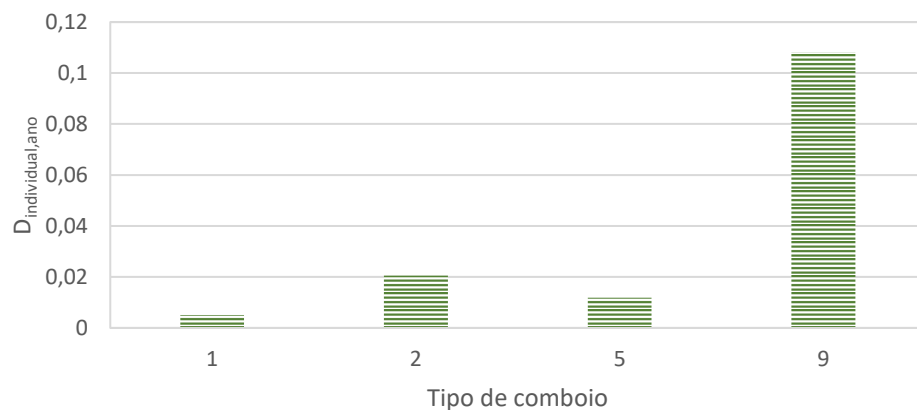


Fig. 5.13 - Dano obtido com cada tipo de comboio do cenário de tráfego leve.

Observando os valores referentes à estimativa da vida útil, verifica-se que os valores são demasiado pequenos quando comparados com os valores médios da vida útil para os quais este tipo de estruturas são projetadas. Exemplo disso, é o cenário de tráfego pesado, com uma estimativa de 3 anos para a vida útil, valor muito águem do pretendido para a estrutura. De modo a conseguir retirar uma conclusão mais plausível, foi calculada a vida útil da estrutura considerando os cenários de tráfego real definidos na Secção 5.2.2. (ver Tabelas 5.6 a 5.8).

Tabela 5.6 - Vida útil (anos) considerando o cenário 1 do tráfego real.

Tipo de comboio	Nº comboios/dia	D _{individual,dia}	D _{individual,ano}
Passageiros 100km/h	41	3.46E-05	1.27E-02
Mercadorias 50 km/h	7	3.31E-05	1.11E-02
Total		6.77E-05	2.38E-02
Vida útil (anos)			42

Tabela 5.7 - Vida útil (anos) considerando o cenário 2 do tráfego real.

Tipo de comboio	Nº comboios/ano	D _{individual,dia}	D _{individual,ano}
Passageiros 100km/h	41	3.46E-05	1.27E-02
Mercadorias 100 km/h	7	6.25E-05	2.09E-02
Total		9.71E-05	3.36E-02
Vida útil (anos)			30

Tabela 5.8 - Vida útil (anos) considerando o cenário 3 do tráfego real.

Tipo de comboio	Nº comboios/ano	D _{individual,dia}	D _{individual,ano}
Passageiros 150km/h	41	5.29E-05	1.94E-02
Mercadorias 100 km/h	7	6.25E-05	2.09E-02
Total		1.15E-04	4.03E-02
Vida útil (anos)			25

Analisando os resultados obtidos na nova análise, verifica-se que estes são de uma ordem de grandeza muito superior aos obtidos nas análises anteriores. No entanto, estes resultados não são satisfatórios, dado que, as estruturas deste tipo são normalmente dimensionadas para uma vida útil de 100 anos.

5.3.3. APLICAÇÃO DE FRP NA PONTE EASTINGTON ROAD

De maneira a tentar prolongar a vida útil da ponte Eastington Road, foi analisada a possibilidade de aplicar placas de FRP, nas faces da alma da carlinga do detalhe analisado, a fim de reduzir as tensões nessa zona e consequentemente diminuição do dano.

De modo a verificar a eficácia do reforço referido acima, foram consideradas placas de FRP com diferentes módulos de elasticidade (100, 200 e 500 GPa) e espessuras (1.2, 2.5 e 5 mm). Para tal foi considerada uma homogeneização entre o perfil das carlingas e as placas FRP, recorrendo à Equação (5.4), de acordo com Hu et al. (2017).

$$S_{c/FRP} = S_{s/FRP} \times \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{E_{FRP}}{E_s} \right) \left(\frac{t_{FRP}}{t_s} \right)} \quad (5.4)$$

onde, S representa a tensão nominal, E o módulo de elasticidade e t a espessura. Os índices c/FRP e s/FRP indicam a tensão calculada tendo em conta o reforço com placas de FRP e não tendo em conta o reforço, respetivamente, enquanto os índices FRP e s representam o material FRP e aço, respetivamente.

Uma vez que as tensões *hot-spot*, sem considerar as placas de FRP, foram calculadas anteriormente, para o cálculo das novas tensões basta recorrer às calculadas e multiplicar pelo coeficiente que relaciona as características do perfil metálico com as características da placa FRP. Calculadas as novas tensões *hot-spot*, o processo de cálculo do dano é igual ao utilizado para o cálculo do dano sem solução de reforço. A Tabela 5.9 apresenta os valores estimados para a vida útil da estrutura referentes aos cenários de tráfego da norma EN1991-2 (2003). As Figs. 5.14 a 5.16 representam a variação da vida útil estimada para esses diferentes cenários de tráfego (padrão, pesado e leve) considerando as várias soluções de reforço.

Tabela 5.9 - Vida útil (anos) da estrutura considerando os cenários de tráfego da norma EN1991-2 (2003).

Cenário de Tráfego	E = 100 GPa			E = 200 GPa			E = 300 GPa		
	1.2mm	2.5mm	5mm	1.2mm	2.5mm	5mm	1.2mm	2.5mm	5mm
Padrão	6	9	17	8	17	69	12	35	283
Pesado	4	6	12	6	12	40	8	22	134
Leve	12	20	80	19	53	336	30	136	>500

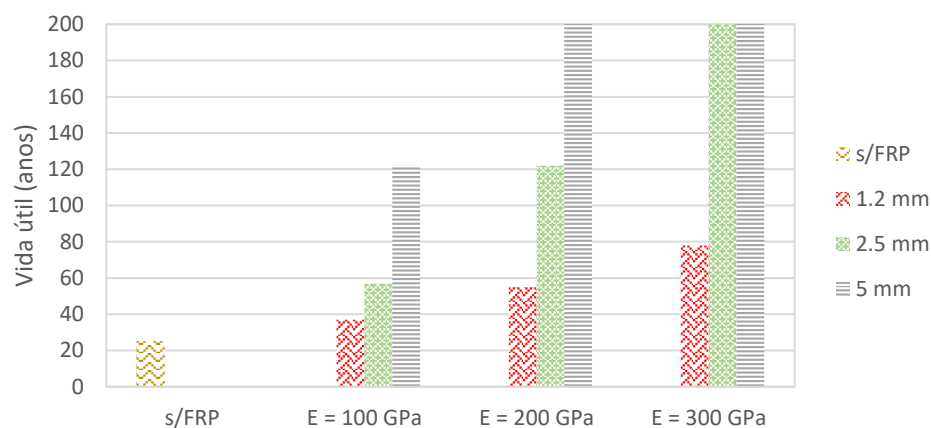


Fig. 5.14 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário de tráfego padrão de EN1991-2 (2003).

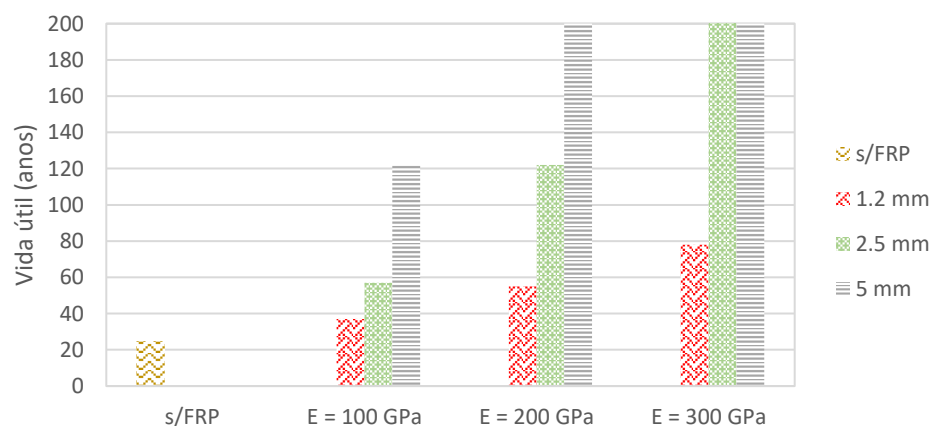


Fig. 5.15 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário de tráfego pesado de EN1991-2 (2003).

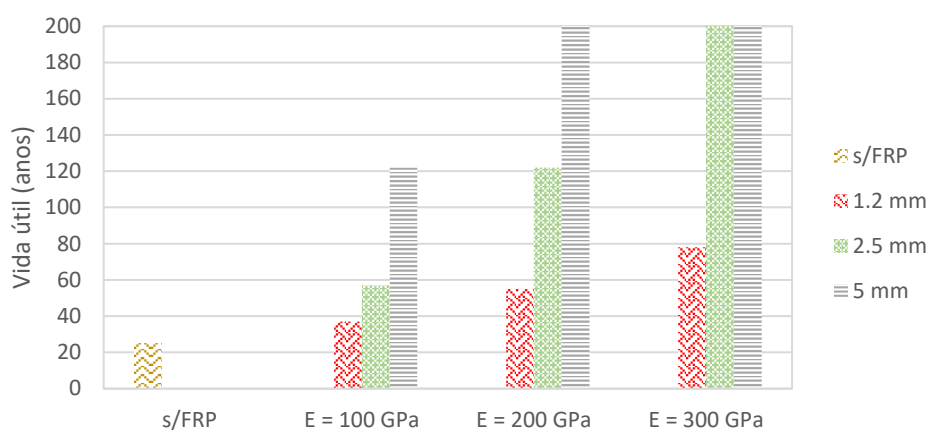


Fig. 5.16 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário de tráfego leve de EN1991-2 (2003).

Os resultados referente aos cenários de tráfego reais são apresentados na Tabela 5.10 e posteriormente representados nas Figs. 5.17 a 5.19.

Tabela 5.10 - Vida útil (anos) da estrutura considerando os cenários de tráfego real.

Cenário de Tráfego	E = 100 GPa			E = 200 GPa			E = 300 GPa		
	1.2mm	2.5mm	5mm	1.2mm	2.5mm	5mm	1.2mm	2.5mm	5mm
Cenário 1	65	104	250	100	250	>500	157	>500	>500
Cenário 2	46	69	139	67	139	>500	94	308	>500
Cenário 3	37	57	122	55	122	>500	78	260	>500

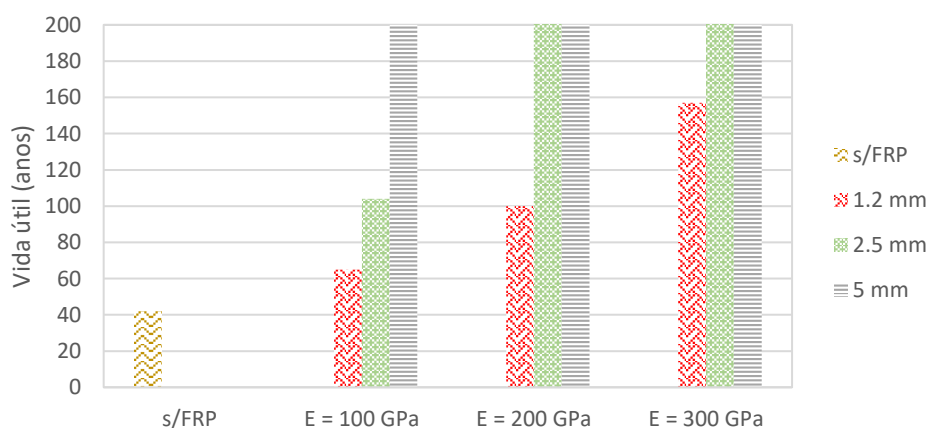


Fig. 5.17 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário 1 do tráfego real.

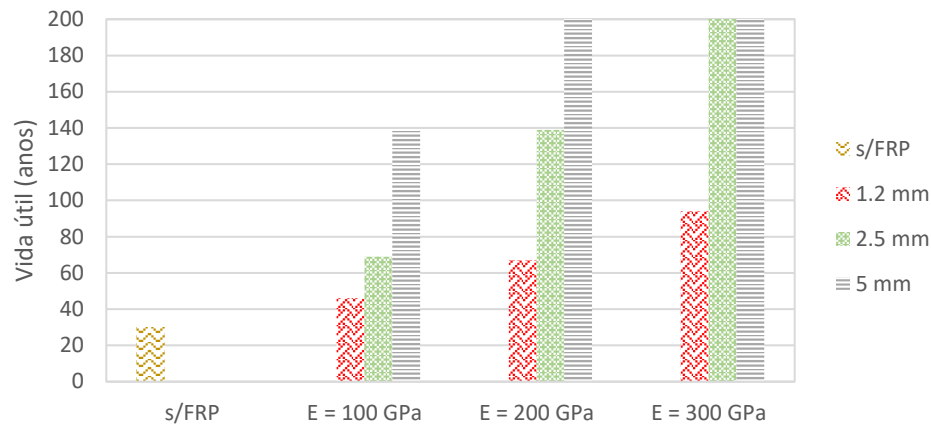


Fig. 5.18 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário 2 do tráfego real.

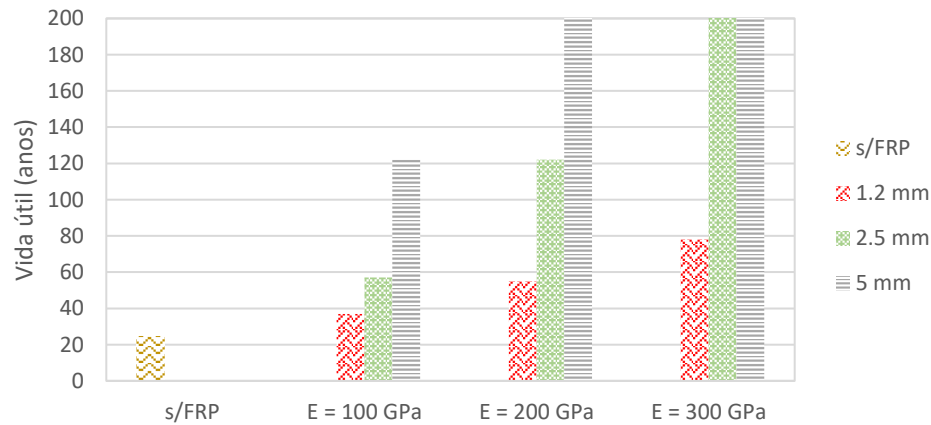


Fig. 5.19 - Vida útil (anos) da estrutura considerando o cenário 3 do tráfego real.

Comparando os valores da vida útil sem FRP com os valores com FRP, verifica-se que de facto a aplicação de FRP nos pontos críticos da estrutura oferece um incremento significativo na estimativa da vida útil. Olhando, por exemplo, para o caso do cenário de tráfego padrão da norma EN1991-2 (2003), onde a estimativa inicial da vida útil era de 4 anos, com a aplicação de placas FRP com um módulo de elasticidade de 200 GPa e com uma espessura de apenas 1.2 mm, a estimativa passou para 8 anos, ou seja, duplicou. De modo a compreender melhor a variação da vida útil, foi calculado o incremento de vida útil em relação ao cenário inicial, expresso em percentagem, recorrendo à Equação (5.5).

$$\Delta \text{Fatigue Life} = \frac{\text{Fatigue Life}_{w/FRP} - \text{Fatigue Life}_{w/o FRP}}{\text{Fatigue Life}_{w/o FRP}} \times 100 \quad (5.5)$$

A Equação (5.5) foi utilizada para todos os cenários de tráfego, normativos e reias, sendo os resultados apresentados em forma de gráfico. Os resultados referentes aos cenários de tráfego da norma EN1991-2 (2003), padrão, pesado e leve estão representados nas Fig. 5.4, 5.5 e 5.6, respectivamente.

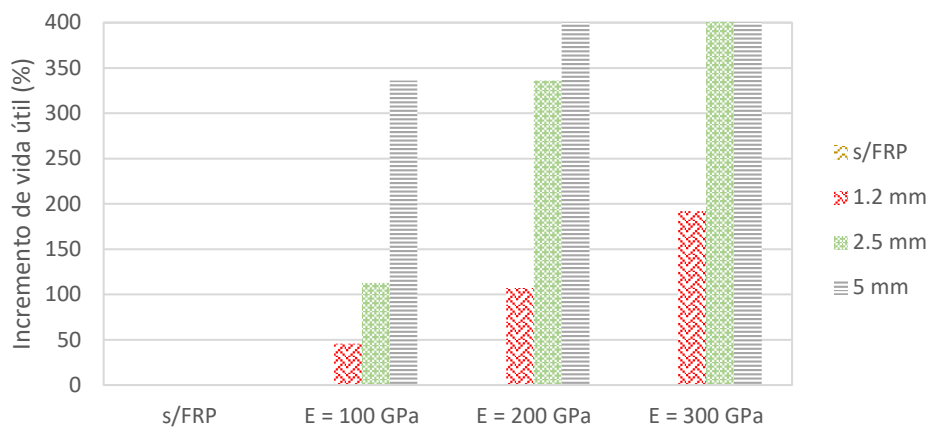


Fig. 5.20 - Variação da vida útil considerando o cenário de tráfego padrão.

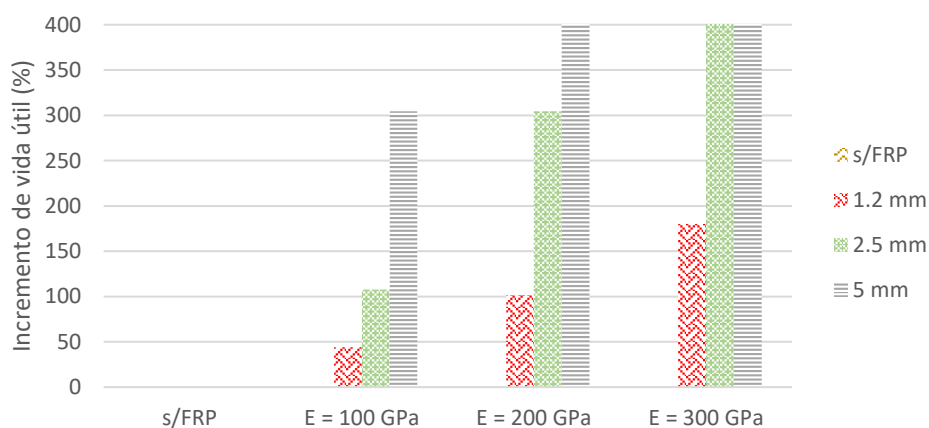


Fig. 5.21 - Variação da vida útil considerando o cenário de tráfego pesado.

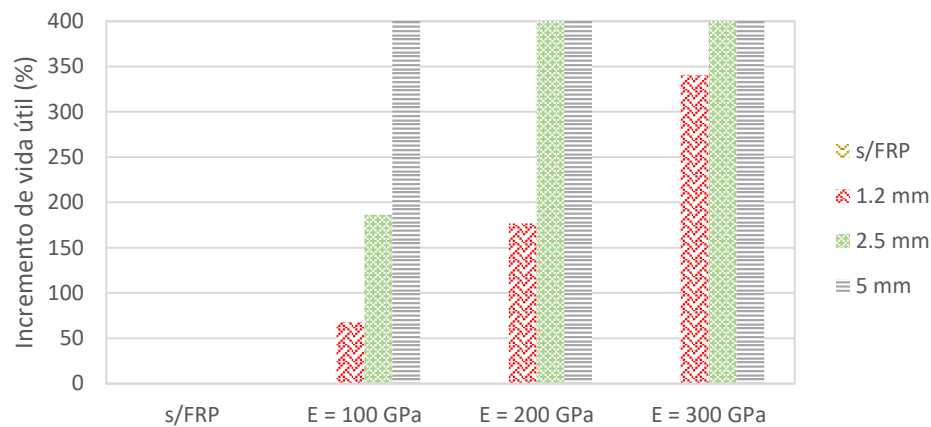


Fig. 5.22 - Variação da vida útil considerando o cenário de tráfego leve.

Da análise dos resultados referentes aos cenários de tráfego da norma EN1991-2 (2003) verifica-se que a aplicação de placas FRP com espessura de apenas 1.2 mm, de ambos os lados do perfil metálico, transmite um incremento de vida à estrutura de 45-70%, 100-180% e 180-350% para FRPs com módulo de elasticidade de 100 GPa, 200 GPa e 300 GPa, respetivamente. A consideração de placas FRP com espessuras de 2.5 e 5 mm levaram a um incremento de vida útil superior a 300% quando comparado com o cenário original, excetuando o FRP com E = 100 GPa e espessura de 2.5 mm.

Para os cenários de tráfego real foi considerada a mesma metodologia, apresentando-se os resultados nas Fig. 5.23 a 5.25.

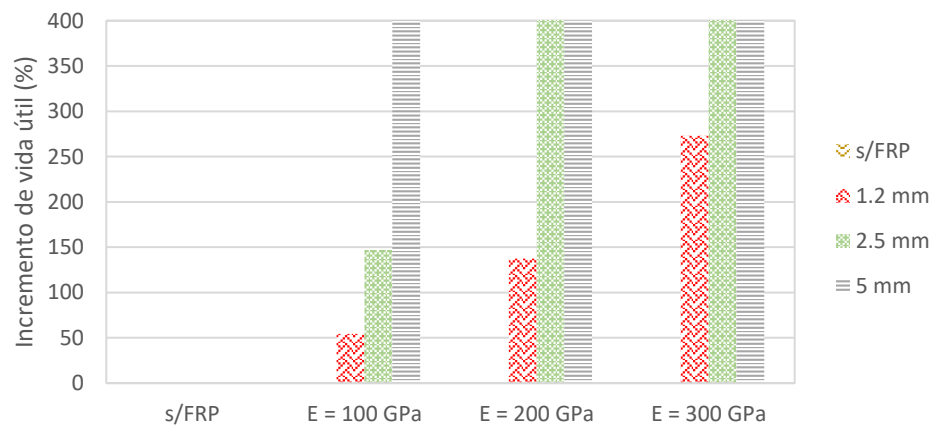


Fig. 5.23 - Variação da vida útil considerando o cenário 1 do tráfego real.

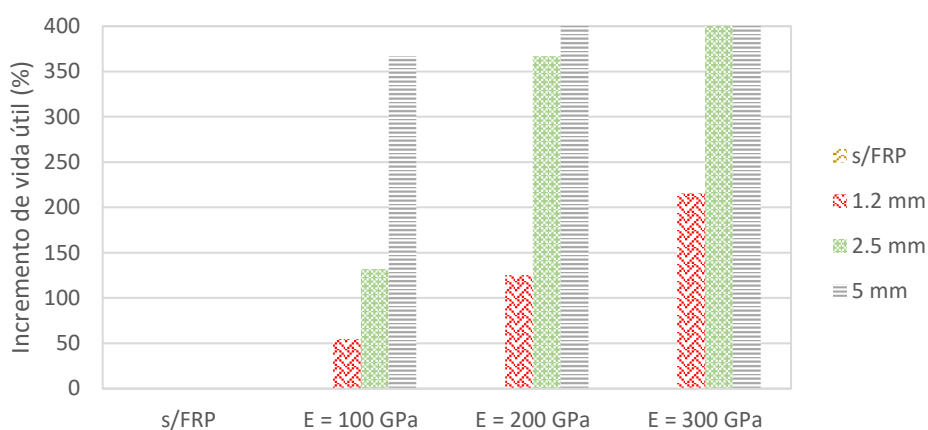


Fig. 5.24 - Variação da vida útil considerando o cenário 2 do tráfego real.

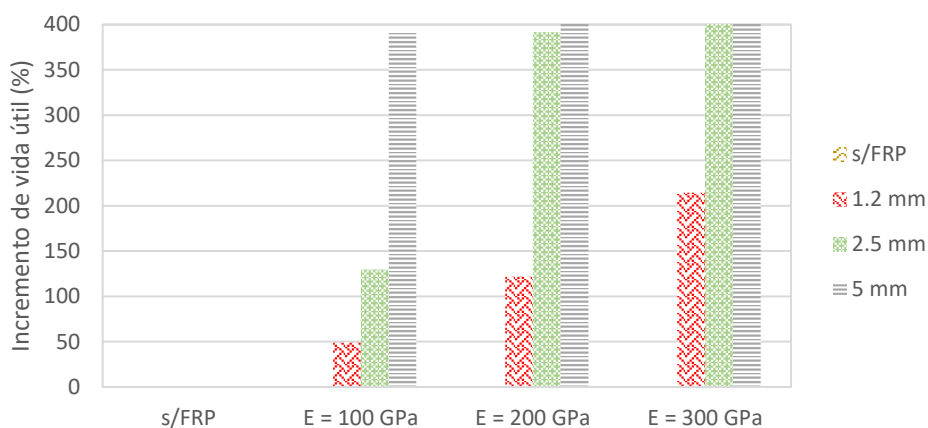


Fig. 5.25 - Variação da vida útil considerando o cenário 3 do tráfego real.

Da análise destes gráficos, a conclusão que se retira é semelhante à retirada acima para os cenários de tráfego normativos, apresentando valores superiores a 300% com a aplicação de FRPs com espessuras de 2.5 ou 5 mm.

Os resultados obtidos para os dois tipos de tráfego mostram que as soluções de reforço com FRPs com espessuras iguais ou superiores a 2.5 mm podem levar a importantes atualizações na segurança da estrutura.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Este trabalho consistiu na avaliação do comportamento dinâmico e no desempenho à fadiga de detalhes críticos, sem e com reforços usando placas de FRP, da ponte ferroviária Eastington Road, avaliada no âmbito do projeto europeu In2Track2.

Primeiramente foi realizada uma análise dinâmica, onde foi avaliada a resposta da estrutura em termos de deslocamentos e acelerações para o ponto do meio vão da estrutura. A resposta da estrutura foi calculada com recurso ao método da sobreposição modal, considerando um modelo numérico de cargas móveis com o objetivo de simular a passagem dos comboios. Neste trabalho foram considerados os modelos de comboios HSLM de alta velocidade da norma EN1991-2 (2003) e comboios europeus reais de alta velocidade. Além da avaliação do comportamento da estrutura, foram realizadas análises de sensibilidade para avaliar de que modo o número de modos de vibração que contribuem para a resposta e o incremento de tempo adotados influenciam a resposta da estrutura.

Analisando os resultados das análises dinâmicas, os resultados dos deslocamentos deram os esperados, abaixo do limite da norma EN1990 - A2 (2001), $\left(\frac{L}{600} = 0,042167 \text{ m}\right)$, sendo que, o maior deslocamento registado foi de 0.0179 m, devido à solicitação do comboio HSLM-A7 a uma velocidade de circulação de 330 km/h. Em contrapartida, na análise das acelerações não se verificou uma convergência dos resultados ao considerar diferentes modos de vibração e incrementos de tempo. Pela análise dos gráficos referentes à avaliação das acelerações, verifica-se que existe uma contribuição significativa dos modos locais para a resposta da estrutura. Além dos valores das acelerações não convergirem, são demasiado elevados quando comparados com o limite imposto pela norma EN1991-2 (2003) para vias com balastro (3.5 m/s^2), chegando a registar valores de 29.29 m/s^2 , resultante da solicitação da estrutura pelo comboio HSLM-A9 a uma velocidade de 330 km/h. Estes resultados eram esperados uma vez que a estrutura não foi originalmente projetada para receber tráfego de alta velocidade.

A avaliação dos danos à fadiga da estrutura foi realizada para o detalhe crítico (ligação da carlinga com a longarina) do meio vão do lado interior, considerando a solicitação dos cenários de tráfego de fadiga da norma EN1991-2 (2003) e três cenários de tráfego reais. Com a solicitação da estrutura com os diferentes cenários de tráfego, foram calculadas as tensões *hot-spot*, que foram posteriormente convertidas em tensões de Von-Mises e, a partir delas, foi calculado o dano acumulado à fadiga, utilizando para tal a regra de dano linear proposta por Palmgren-Miner. Da análise dos resultados referente ao dano na estrutura provocado pelos diferentes comboios, o comboio 10 da norma EN1991-2 (2003) é o que provoca maior dano, com um dano de $7.09\text{E-}05$ a uma velocidade de circulação de 120 km/h, cerca de 12% superior ao maior dano registado para os comboios reais, $8.93\text{E-}06$ para o comboio

real de mercadorias, a 100 km/h. Em complemento às análises de fadiga previamente mencionadas, foram realizadas novas análises incluindo soluções de reforço com placas de FRP, com o intuito de avaliar a eficiência dos mesmos. Para estas análises, foram consideradas placas de FRP com diferentes espessuras (1.2 mm, 2.5 mm e 5 mm) e diferentes módulos de elasticidade (100 GPa, 200 GPa e 300 GPa). Comparando os resultados obtidos com a aplicação do reforço com os resultados obtidos inicialmente, verifica-se que as placas oferecem uma maior resistência à fadiga, como é comprovado pelo aumento da vida útil estimada. Exemplo disso, é o cenário de tráfego leve da norma EN1991-2 (2003), onde na situação sem reforço foi estimada uma vida útil de 7 anos e, com a aplicação de FRP com uma espessura de apenas 1.2 mm e um módulo de elasticidade de 100 GPa, essa estimativa passou para 12 anos, um aumento de cerca de 70%. Apesar do aumento ser significativo, estes valores ficam um pouco aquém uma vez que é impraticável construir uma ponte para uma vida útil de 7 anos ou até mesmo 12 anos. No caso dos cenários de tráfego reais, os resultados obtidos já são mais realistas, contudo, ainda não são os previsíveis para uma estrutura deste tipo. Da análise do cenário de tráfego real 1 (comboio de passageiros a 100 km/h + comboio de mercadorias a 50 km/h), a aplicação de FRP de 1.2 mm com módulo de elasticidade de 200 GPa é o suficiente para duplicar a sua vida útil, passando de 42 anos para 100 anos.

Das avaliações realizadas no desenvolver desta dissertação, a aplicação de FRP com 2.5 mm de espessura e módulo de elasticidade de 100 GPa e o FRP com 1.2 mm de espessura e módulo de elasticidade de 200 GPa são as soluções mais equilibradas, dando resultados muito semelhantes, ficando a escolha limitada ao custo associado a cada uma das soluções apresentadas. As soluções com módulo de elasticidade de 300 GPa apresentam excelentes resultados, contudo, devem ser realizadas análises mais avançadas para verificar este facto. A ideia de reforçar as estruturas é para elas continuarem operacionais por mais algum tempo, mas não para resistirem ao triplo do tempo para o qual foram projetadas pois isso poderia levar ao aparecimento de outros problemas na estrutura, que poderiam comprometer a segurança.

6.2. TRABALHOS FUTUROS

Muitos dos parâmetros considerados para as análises realizadas foram definidos com base em critérios normativos, como é o caso do coeficiente de amortecimento. Este valor pode não estar próximo do valor real e como tal, influencia muito a resposta da estrutura.

Com base nos estudos realizados, apresentam-se sugestões a ter em consideração no desenvolvimento de trabalhos futuros:

- i) Calibração das principais propriedades dinâmicas da estrutura (frequências e forma dos modos de vibração), com base em dados experimentais. O coeficiente de amortecimento pode ser obtido através da monitorização da estrutura, permitindo uma simulação do comportamento da estrutura mais realista;
- ii) Desenvolvimento de modelos locais para os detalhes críticos, modelos sem e com fendas de fadiga, de modo a detalhar resposta da estrutura à solução de reforço a ser adotada, considerando as propriedades adesivas e coesivas da resina utilizada na fixação das placas aos perfis metálicos;
- iii) Realização de ensaios de fadiga para obter a resistência à fadiga de detalhes com placas FRP e obtenção da respetiva curva S-N de projeto a serem usadas em análises à fadiga;
- iv) Os detalhes a serem testados em laboratório deverão ser feitos em aços estruturais correntes, aços macios antigos e ferros pudelados, desta forma, a influência do material metálico na resistência à fadiga será estimado;

- v) Modelação avançada da resistência à fadiga de detalhes estruturais sem e com reforços de placas FRP usando abordagens locais e abordagens da mecânica da fractura deverão ser também propostas;
- vi) Desenvolvimento de procedimentos de avaliação à fadiga a serem levados em consideração na manutenção e/ou reforço de estruturas metálicas antigas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBUQUERQUE, Carlos Miguel Correia (2008) - Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade.
- (2015) - Advanced methodologies for the assessment of the fatigue behaviour of railway bridges. FEUP, Porto, Portugal: Tese de Doutoramento.
- ANSYS® (2018) - Academic Research, Release 19.2, ANSYS Inc. Canonsburg, PA, USA.
- ANTOLÍN, P (2013) - Efectos dinámicos laterales en vehículos y puentes ferroviarios sometidos a la acción de vientos transversales. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Espanha.
- BARBERO, Jaime Domínguez (2001) - Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia. Universidad Politécnica de Madrid, Spain.
- BASQUIN, O. H. (1910) - The Exponential Law of Endurance Tests. American Society of Testing Materials.
- BOAVIDA, Diogo (2019) - Dynamic Analysis and Fatigue Assessment of an Existing Railway Steel Bridge. Porto, Portugal: FEUP. Tese de Mestrado.
- BRANCO, A. G. M. [et al.] (1999) - Fadiga de Estruturas Soldadas. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- CARNERERO, Antonio (2007) - Comportamiento dinámico de tableros de puentes de ferrocarril de alta velocidad formados con elementos transversales a la dirección de la vía. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. (1975) - Dynamics of Structures. McGraw-Hill College, USA.
- CLOUGH, Ray; PENZIEN, Joseph (1995) - Dynamics of structures. Computers & Structures, Inc.
- COLOMBI, Pierluigi; FAVA, Giulia (2016) - Fatigue crack growth in steel beams strengthened by CFRP strips. Theoretical and Applied Fracture Mechanics.
- DELGADO, R; SANTOS, SM (1997) - Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high speed tracks. Computers and Structures.
- E1049-85, A. (2017) - Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis. ASTM International, West Conshocken, PA.
- EN1990-A2 (2001) - Eurocode 0: Basis of structural design - Annex 2: Application for bridges. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EN1991-2 (2003) - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EN1993-1-9 (2004) - Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EN1993-2 (2006) - Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- ERRID21/RP9 (2001) - Rail bridges for speeds > 200 Km/h final report. Utrecht: European Rail Research Institute (ERRI).

- ESDEP (1996) - Fatigue. The Steel Construction Institute, Berkshire, England.
- EUR23252 (2013) - Assessment of existing steel structures - recommendations for estimation of the remaining fatigue life. Procedia Engineering.
- EXCEL® (2019) - Microsoft Office 2016. Redmond, Washington, EUA.
- FERREIRA, Gonçalo Cabral (2017) - Análise à fadiga de um viaduto ferroviário para tráfego de comboios de alta velocidade. FEUP, Porto, Portugal: Tese de Mestrado.
- FRÝBA, Ladislav (1996) - Dynamics of railway bridges. Prague, Czech Republic: Thomas Telford Publishing.
- (2001) - A rough assessment of railway bridges for high speed trains. Engineering Structures, Prague, Czech Republic.
- GHAFOORI, Elyas; MOTAVALLI, Masoud (2016) - A retrofit theory to prevent fatigue crack initiation in aging riveted bridges using carbon fiber-reinforced polymer materials. Polymers.
- GOICOLEA, JOSÉ [et al.] (2008) - Dynamic loads in new engineering codes for railway bridges in Europe and Spain. Univ. Politécnica de Madrid, Spain.
- GRIFFITH, Alan Arnold (1921) - The phenomena of rupture and flow in solids. Philosophical transactions of the royal society of London.
- HERTZ, H (1882) - On the contact of elastic solids. Journal für die reine und angewandte Mathematik.
- HESHMATI, Mohsen (2012) - Fatigue life assessment of bridge details using finite element method.
- HOBBACHER, Adolf (2016) - Recommendations for fatigue design of welded joints and components. Springer.
- HORAS, Cláudio [et al.] (2019) - Efficient computational approach for fatigue assessment of riveted connections. Journal of Constructional Steel Research.
- HORAS, Cláudio S [et al.] (2018) - Development of an efficient approach for fatigue crack initiation and propagation analysis of bridge critical details using the modal superposition technique. Engineering Failure Analysis.
- HU, Li Li; ZHAO, Xiao Ling; FENG, Peng (2016) - Fatigue behavior of cracked high-strength steel plates strengthened by CFRP sheets. Journal of Composites for Construction.
- HU, Lili; FENG, Peng; ZHAO, Xiao-Ling (2017) - Fatigue design of CFRP strengthened steel members. Thin-Walled Structures.
- HWANG, Eui-Seung; NOWAK, Andrzej S (1991) - Simulation of dynamic load for bridges. Journal of structural engineering.
- IN2TRACK2 (2020) - [Consult. Maio 2020]. Disponível em WWW: <URL: https://projects.shift2rail.org/s2r_ip3_n.aspx?p=IN2TRACK2>.
- KITADA, T [et al.] (2003) - Seismic retrofitting method for circular steel column members by CFRP. STESSA : Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas.
- LEE, Yong-Seon; KIM, Sang-Hyo (2010) - Structural analysis of 3D high-speed train-bridge interactions for simple train load models. Vehicle system dynamics.
- LEI, Xiaoyan; NODA, N-A (2002) - Analyses of dynamic response of vehicle and track coupling system with random irregularity of track vertical profile. Journal of Sound and Vibration.

- MALL, S.; CONLEY, D. S. (2009) - Modeling and validation of composite patch repair to cracked thick and thin metallic panels. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing.
- MANSON, SS (1965) - Fatigue-a complex subject-some simple approximations.
- MATLAB® (2019) - Academic Research, Release 2019a, The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, USA.
- MATSUISHI (1968) - Fatigue of metals subjected to varying stress. Japan Society of Mechanical Engineers, Fukuoka, Japan.
- MENDES, Joaquim António Viana (2019) - Comportamento à Fadiga de Pontes Ferroviárias Reforçadas com FRP's.
- MOHABEDDINE, Anis Issam (2019) - Enhanced Fatigue and Seismic Performance of Metallic Structures Retrofitted with CFRP. FEUP. Projeto de tese de investigação.
- MONTENEGRO, Pedro Aires Moreira (2008) - Comportamento dinâmico de uma ponte em arco existente para tráfego ferroviário de alta velocidade. FEUP, Porto, Portugal: Tese de Mestrado.
- (2015) - A methodology for the assessment of the train running safety on bridges. FEUP, Porto, Portugal: Tese de Doutoramento.
- MOY, SSJ; BLOODWORTH, AG (2007) - Strengthening a steel bridge with CFRP composites. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings.
- NEVES, M (2010) - Comportamento dinâmico de pontes ferroviárias de alta velocidade: efeito da via balastrada. Lisboa, Portugal: Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- NEVES, S. G. M. [et al.] (2012) - A direct method for analyzing the vertical vehicle-structure interaction. Engineering Structures.
- NEVES, S. G. M. [et al.] (2014) - A direct method for analyzing the nonlinear vehicle-structure interaction. FEUP, ISEP, Porto, Portugal.
- NEVES, SGM; AZEVEDO, AFM; CALÇADA, R (2012) - A direct method for analyzing the vertical vehicle-structure interaction. FEUP, Porto, Portugal.
- NGUYEN, Dinh-Van [et al.] (2009) - Simulation procedure for vehicle-substructure dynamic interactions and wheel movements using linearized wheel-rail interfaces. Finite Elements in Analysis and Design.
- OROWAN, Egon (1949) - Fracture and strength of solids. Reports on progress in physics.
- PIOTROWSKI, J; CHOLLET, H (2005) - Wheel-rail contact models for vehicle system dynamics including multi-point contact. Vehicle System Dynamics.
- PIPINATO, Alessio [et al.] (2012) - Fatigue damage estimation in existing railway steel bridges by detailed loading history analysis. University of Padova, Italy.
- RAIL, Network (2017) - BRIDGE VISUAL : EASTINGTON ROAD
- RIBEIRO, Alfredo [et al.] (2011) - Evolution of Fatigue History. In Brazilian Congress of Mechanical. Natal, RN, Brazil: 2011.
- RIBEIRO, Diogo Rodrigo Ferreira (2004) - Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade. Feup, Porto, Portugal: Tese de Mestrado.

- ROBOT® (2018) - Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019. São Rafael, Califórnia, EUA.
- SCHIJVE, Jaap (2001) - Fatigue of Structures and Materials. Springer, Switzerland.
- SHABANA, Ahmed A [et al.] (2001) - Numerical procedure for the simulation of wheel/rail contact dynamics. J. Dyn. Sys., Meas., Control.
- SOUTO, Carlos DS [et al.] (2019) - Fatigue Damage Tool (FDT)-A tool for fatigue damage assessment according to design codes. Procedia Structural Integrity.
- SUGIYAMA, Hiroyuki [et al.] (2009) - On-line and off-line wheel/rail contact algorithm in the analysis of multibody railroad vehicle systems. Journal of mechanical science and technology.
- WIKIPÉDIA (2020) - [Consult. Maio 2020]. Disponível em WWW: <URL: https://en.wikipedia.org/wiki/British_Rail_Class_221>.
- XIA, H [et al.] (2008) - Lateral dynamic interaction analysis of a train–girder–pier system. Journal of Sound and Vibration.
- ZHAO, Xiao-Ling (2013) - FRP-strengthened metallic structures. Crc Press.
- ZHAO, XL [et al.] (2000) - Design guide for circular and rectangular hollow section joints under fatigue loading. CIDECT, TUV Germany.