



ANÁLISE DINÂMICA E VERIFICAÇÃO À FADIGA DOS VIADUTOS DE ACESSO DA NOVA PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO SADO

Guilherme Alencar¹

Diogo Ribeiro²

Rui A. B. Calçada¹

Abílio M. P. de Jesus³

José Guilherme Santos da Silva⁴

¹CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias, s/n, 4200-465, Porto, Portugal

²CONSTRUCT-LESE, Instituto Superior de Engenharia, Politécnico do Porto

Rua Dr. Bernardino de Almeida, 431, 4249-015, Porto, Portugal

³INEGI-UCVE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias, s/n, 4200-465, Porto, Portugal

⁴Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ

Rua São Francisco Xavier, 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ

Resumo. *As pontes ferroviárias são estruturas que estão sujeitas a um grande número de carregamentos repetitivos que podem gerar efeitos dinâmicos de valores significativos. Esses carregamentos podem ser responsáveis pelo aumento do dano de fadiga, especialmente nas pontes metálicas, causando a iniciação e a propagação de fendas. Atualmente, a aplicação de metodologias que consideram a interação trem-estrutura assume uma importância crescente, devido ao aumento da velocidade de circulação dos trens de passageiros. Neste artigo são avaliados o comportamento à fadiga e a resposta dinâmica dos viadutos de acesso da nova ponte ferroviária sobre o Rio Sado, em Portugal. A resposta nos detalhes críticos é obtida através de modelos de elementos finitos desenvolvidos com técnicas usuais de discretização no software ANSYS, e com recurso a análises dinâmicas com interação trem-estrutura realizadas no software TBI. A resposta numérica obtida é utilizada para avaliação da fadiga pelo método da Acumulação de Danos.*

Palavras-chave: *pontes ferroviárias mistas (aço-concreto), modelação numérica, análises dinâmicas, dano de fadiga, avaliação da fadiga*

1 INTRODUÇÃO

As pontes ferroviárias são estruturas que estão sujeitas a um grande número de carregamentos repetitivos de elevada magnitude durante a fase de serviço, produzindo efeitos dinâmicos que podem atingir valores significativos. Atualmente, esses efeitos assumem uma importância crescente, principalmente devido ao aumento da velocidade de circulação nas vias destinadas ao tráfego de trens de passageiros. A velocidade crescente das composições ferroviárias conduz a efeitos de amplificação dinâmica que podem acelerar a degradação estrutural, com o aumento das amplitudes de tensão e do número de ciclos, e, conseqüentemente da fadiga da estrutura. Segundo Oehme (1989) a fadiga surge como uma das principais causas do dano estrutural nas estruturas de pontes metálicas e mistas (aço-concreto), e é muitas vezes descrita como a principal causa de danos graves (Kühn et al., 2008). Assim, o aumento do dano de fadiga em determinados detalhes estruturais conduz à iniciação e a propagação de fendas, as quais podem comprometer a segurança estrutural.

Dessa forma, a imposição à estrutura de novas condições de tráfego associada ao comportamento à fadiga do material pode vir a gerar danos estruturais com níveis distintos de severidade, e, à medida que a magnitude das cargas transportadas aumenta, o problema torna-se ainda mais relevante. Conseqüentemente, este tópico tem sido um dos principais temas de diversos projetos de pesquisa internacionais, como o DETAILS (Chellini et al., 2010) e o FADLESS (Lippi et al., 2011). Assim, a pesquisa associada ao comportamento da fadiga de pontes apresenta alguns desafios, dentre os quais o fato de que, para estas obras de arte, o histórico de carregamento é na maior parte das vezes complexo e a correspondente resposta dinâmica da estrutura é desconhecida para a maioria – ou mesmo todos – os pontos de interesse. Para estas circunstâncias, mesmo quando o histórico de carregamento é conhecido, a determinação dos efeitos localizados sobre as ligações críticas depende da realização de uma análise dinâmica completa da estrutura e da modelagem apropriada dos detalhes construtivos.

Portanto, a aplicação de metodologias de análise dinâmica que consideram a interação trem-estrutura representa um aspecto especialmente importante, principalmente para velocidades de ressonância, com a necessidade de uma modelagem adequada dos diferentes subsistemas e suas interfaces. Estas análises são geralmente realizadas através do método dos elementos finitos, com base em modelos numéricos devidamente calibrados com base em parâmetros modais experimentais. Desse modo, neste artigo, avalia-se a resposta dinâmica e o comportamento à fadiga de um dos vãos dos viadutos de acesso da nova ponte ferroviária sobre o Rio Sado, em Portugal. Em uma primeira fase, esta pesquisa fundamenta-se na modelagem numérica deste caso de estudo, descrito nos itens subsequentes. Tem-se especial ênfase ao desenvolvimento de modelos numéricos globais da estrutura, via método dos elementos finitos, com o programa ANSYS (2013).

O sistema estrutural do viaduto misto (aço-concreto) investigado consiste em uma ponte com 45 m de vão e um tabuleiro com 15,85 m de largura, que atua em conjunto com duas vigas mistas que comportam diafragmas em perfis tubulares (Reis et al., 2010). O modelo de interação dinâmica trem-estrutura é baseado em análises numéricas realizadas no *software* TBI (*Train-Bridge Interaction*), utilizando-se um modelo numérico simplificado do trem Alfa Pendular calibrado com base em parâmetros modais experimentais (Meixedo et al., 2014). Finalmente, são avaliados a resposta dinâmica numérica do projeto investigado, para um intervalo de velocidades de circulação, e o dano de fadiga em um detalhe estrutural potencialmente mais crítico, de acordo com o Método da Acumulação de Danos do Eurocódigo 3, Parte 1-9 (EN 1993-1-9, 2005).

2 VIADUTO DE ACESSO À PONTE FERROVIÁRIA DE ÁLCACER DO SAL

2.1 Descrição

O caso de estudo centra-se nos viadutos de acesso à nova ponte ferroviária sobre o Rio Sado em Alcácer do Sal (Figura 1), localizada no distrito de Setúbal e inaugurada em 2010. A ponte faz parte de uma infraestrutura ferroviária que conecta o Algarve (Sul de Portugal) a Lisboa, além de integrar o fluxo de mercadorias transportadas por um importante porto da União Europeia, o Porto de Sines na costa Atlântica. Atualmente, trata-se da maior obra ferroviária em extensão deste tipo em Portugal. Foi dimensionada para trens de passageiros com velocidades de circulação até 250 km/h, como o trem de alta velocidade Alfa Pendular, bem como para trens de mercadorias.

O presente estudo incide em um dos tramos dos viadutos de acesso à ponte ferroviária, localizado do lado Norte, cujo tabuleiro é misto aço-concreto e formado por duas longarinas, sendo uma concepção estrutural bastante comum para pontes e viadutos ferroviários com vãos até 65 m. As informações sobre o projeto foram fornecidas pelo órgão responsável pelas infraestruturas ferroviárias em Portugal (REFER, 2010).

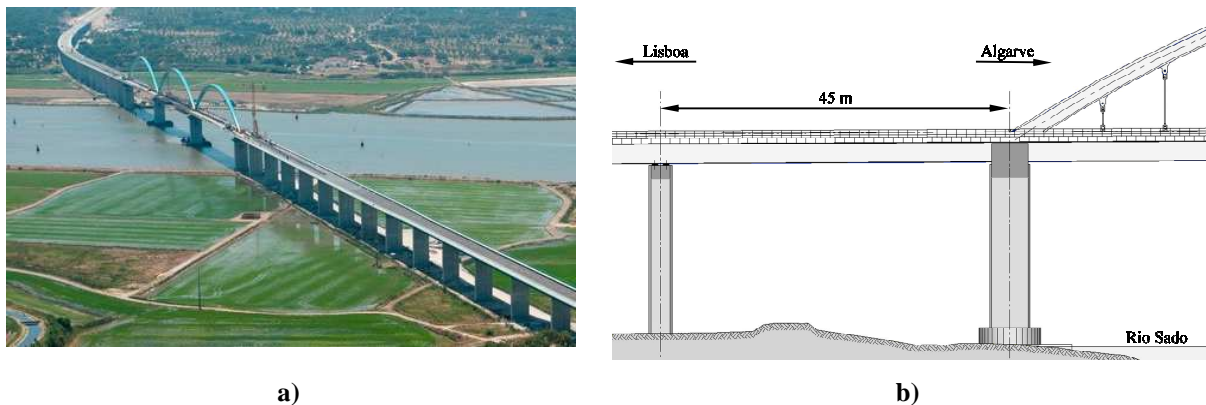


Figura 1. Ponte ferroviária sobre o Rio Sado em Alcácer do Sal, Portugal (REFER, 2010): a) vista geral; b) alçado lateral do tramo do viaduto de acesso

Os viadutos dividem-se em tramos com continuidade separados por tramos “neutros”. Os tramos neutros são simplesmente apoiados com 45 m de vão, e isolados dos demais tramos por intermédio de juntas localizadas nas extremidades (Figura 1b). As longarinas metálicas destes tramos possuem 2600 mm de altura (Figura 2a), com uma mesa superior com 700 mm de largura e com espessura que varia de 40 mm no apoio até 90 mm no vão. A mesa inferior possui 1000 mm de largura, com espessura que varia de 60 mm no apoio até 120 mm no vão. A espessura da alma varia de 25 mm no apoio até 16 mm no vão.

A laje de concreto armado varia em espessura ao longo da sua largura, com um máximo de 40 cm no eixo da obra de arte e um mínimo de 20 cm nos limites. A estrutura possui também diafragmas verticais e contraventamentos horizontais, todos em forma de treliças, conforme ilustrado na Figura 2a. Os diafragmas verticais são espaçados de 7500 mm e são feitos de seção circular com 193,7 mm e 139,7 mm de diâmetro, ambos com espessura de 8 mm.

As seções nos diafragmas nos apoios possuem um diâmetro de 193,7 mm, porém com uma espessura de 12 mm, devido à existência de efeitos de cisalhamento e torção mais significativos próximo a estas regiões. Ao nível da mesa inferior, contraventamentos horizontais em perfis laminados $\frac{1}{2}$ HEA 400 são adotados, de modo a prover uma seção caixão equivalente e melhorar a rigidez e o desempenho às vibrações torsionais sob cargas ferroviárias excêntricas. As almas das longarinas metálicas possuem enrijecedores transversais em perfis laminados $\frac{1}{2}$ IPE 400.

Entre cada diafragma existe um enrijecedor transversal, resultando em um espaçamento de 3750 mm. Um enrijecedor transversal adicional é colocado na região do painel da alma próximo aos pilares, de modo a aumentar a resistência última da alma sob cisalhamento. A estrutura metálica deste vão possui um total de 150 toneladas com exigências mínimas de tenacidade contra fratura frágil (27 J a -50 °C), e a maior parte do aço está especificado com grau S 355 NL (Figura 2b).

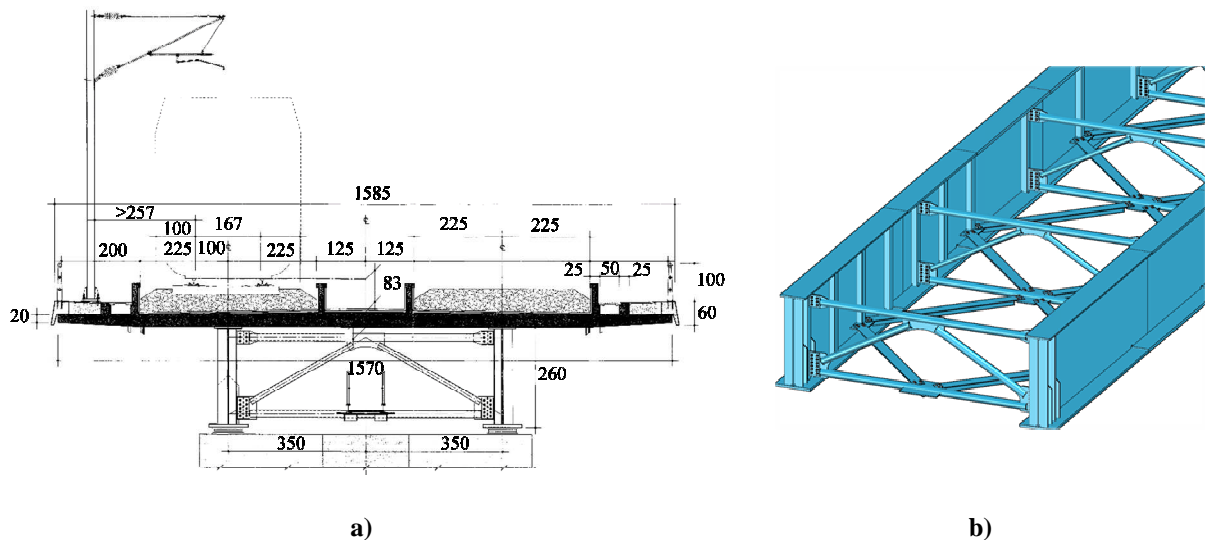


Figura 2. Detalhes de projeto do vão do viaduto de acesso investigado: a) seção transversal tipo dos viadutos de acesso na zona larga (unidades: centímetros); b) pormenor da estrutura metálica.

2.2 Modelação numérica

A modelação numérica do tramo “neutro” investigado é realizada através do programa ANSYS (2013), por meio de técnicas de usuais de discretização, via método dos elementos finitos, com a inclusão do subsistema da via-férrea. O tabuleiro de concreto, as longarinas metálicas e os enrijecedores transversais foram modelados através de elementos finitos de casca (SHELL181). Os perfis metálicos dos diafragmas, as vigas longitudinais da laje em concreto armado, e os trilhos foram modelados com elementos finitos de viga posicionados nos respectivos centros de gravidade da seção (BEAM44). Os dormentes, as palmilhas e a camada de lastro foram modelados com elementos finitos sólidos (SOLID185).

Elementos infinitamente rígidos (MPC184) foram introduzidos para conectar os nós da laje aos nós da face inferior do lastro e aos nós da mesa superior da longarina metálica, de modo a garantir compatibilidade de deslocamentos nessas interfaces. Após a realização de uma análise de sensibilidade, cujo objetivo foi diminuir o número de graus de liberdade do modelo e consequentemente o tempo de processamento, uma malha de dimensão média de 0,5 metros foi adotada, com um espaçamento menor nas regiões dos enrijecedores transversais. Elementos de massa pontuais (MASS21) foram utilizados para reproduzir o peso

próprio dos demais elementos da via-férrea e dos componentes não-estruturais ao longo do tabuleiro, como os guarda-corpos, os revestimentos e o pavimento do passeio. Algumas vistas e detalhes do modelo numérico, com todos os elementos acima mencionados são apresentados na Figura 3. Em razão de apenas uma das vias encontrar-se atualmente ativa, apenas a camada de lastro correspondente à via ativa foi modelada com elementos sólidos, enquanto a camada correspondente à via não ativa foi modelada através de elementos de massa pontuais.

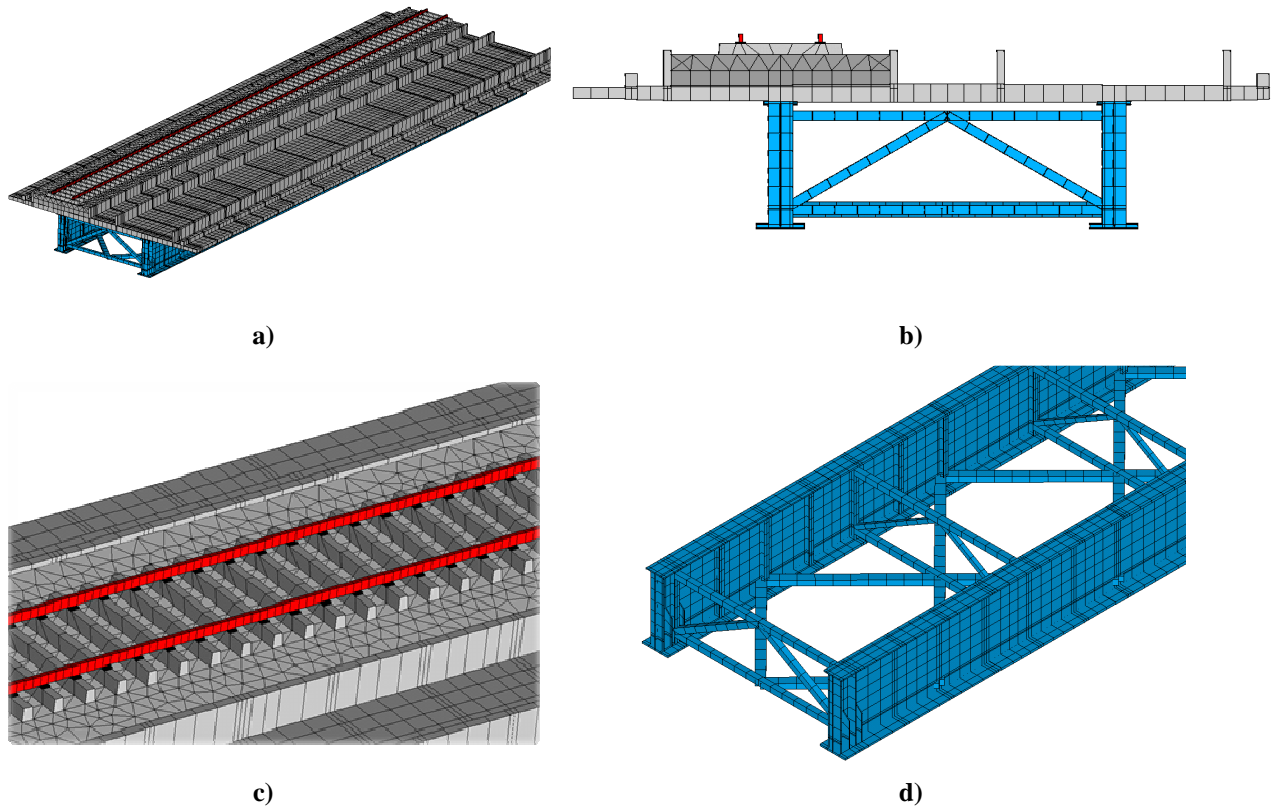


Figura 3. Modelo numérico do tramo neutro dos viadutos de acesso: a) perspectiva geral; b) seção transversal no apoio; c) detalhe da via-férrea; e) detalhe da estrutura metálica.

A Figura 4 apresenta os três principais modos de vibração globais deste vão, nomeadamente o primeiro modo de flexão vertical e os modos de torção do tabuleiro. Observa-se que, mesmo para o primeiro modo de flexão vertical ocorre assimetria no sentido transversal, devido à maior quantidade de massa existente na via que se encontra atualmente ativa. Deve ser enfatizado que, nas análises dinâmicas realizadas neste artigo, um valor típico de 0,5 % para a taxa de amortecimento foi adotado para todos os modos de vibração, como recomendado pela EN 1991-2 (2003) para pontes metálicas e mistas (aço-concreto).

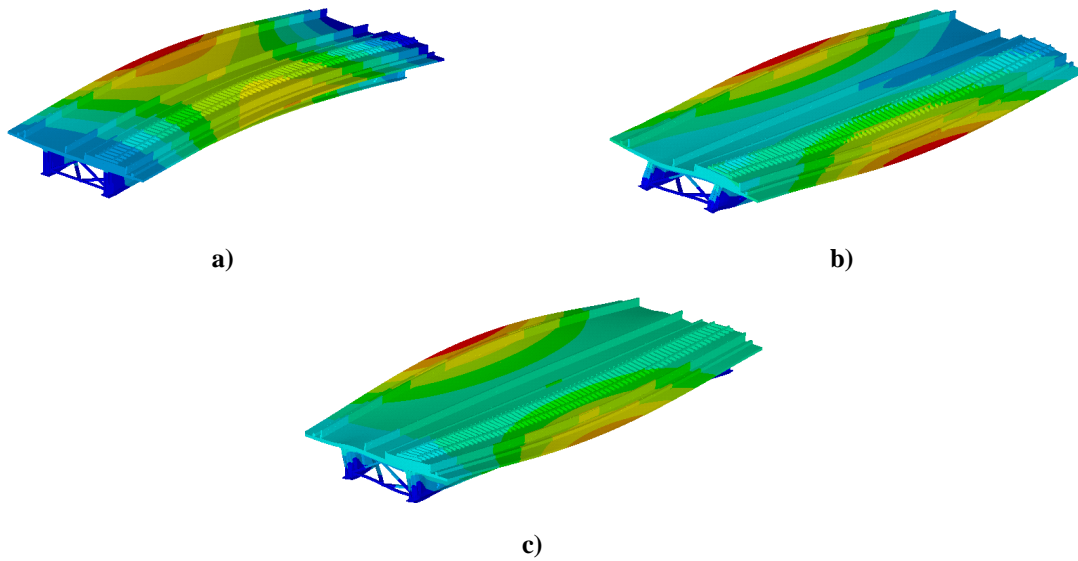


Figura 4. Principais modos de vibração globais do viaduto obtidos por via numérica: a) flexão global ($f_{01} = 2,60$ Hz); b) torção global ($f_{02} = 3,05$ Hz); c) torção global ($f_{03} = 3,63$ Hz).

3 VEÍCULO FERROVIÁRIO ALFA PENDULAR

3.1 Descrição

O veículo ferroviário CPA série 4000, conhecido por Alfa Pendular, entrou em serviço em 1999 para realizar a ligação entre Lisboa e Porto. Trata-se de um trem elétrico com sistema de pendulação ativa constituído por seis veículos, quatro motores (BAS, BBS, BBN e BAN) e dois reboques (RNB e RNH). O trem possui um comprimento total de 158,9 m. Na Figura 5 está representado o esquema de cargas do trem Alfa Pendular, com a identificação de todos os veículos.

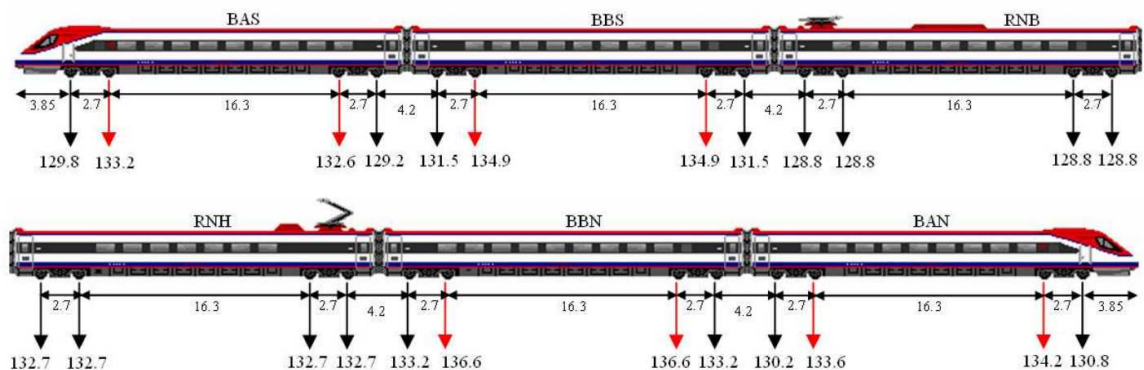


Figura 5. Esquema de cargas do trem Alfa Pendular (cargas em kN) (Ribeiro, 2012).

O trem é formado por oito truques motores, constituídos por um eixo motor e um eixo livre, e quatro truques livres, constituídos por dois eixos livres (Ribeiro, 2012). Os eixos motores representados com cor vermelha apresentam cargas mais elevadas em relação aos eixos livres, representados com a cor preta. As cargas por eixo, em condições normais de

carga, variam entre os 128,8 kN e 136,6 kN. Na Figura 6 apresenta-se o gráfico da assinatura dinâmica do trem Alfa Pendular para comprimentos de onda entre 4 e 30 m. A assinatura dinâmica de um veículo ferroviário constitui uma “marca” característica da excitação dinâmica do trem, e depende apenas das suas características geométricas, em particular das cargas por eixo e do afastamento entre eixos (Ribeiro, 2012).

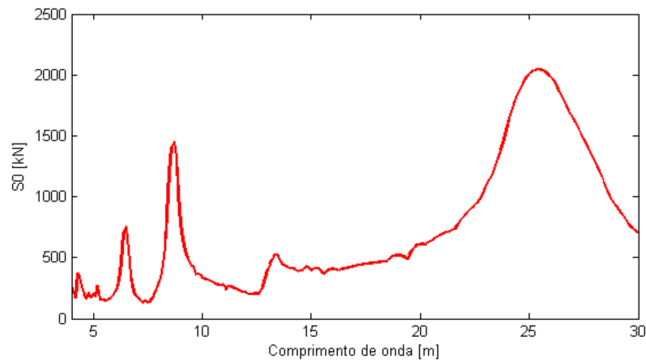


Figura 6. Assinatura dinâmica do trem Alfa Pendular (Ribeiro, 2012).

3.2 Modelo numérico simplificado do veículo BBN

O modelo numérico utilizado nas análises é uma simplificação de um modelo 3D completo em elementos finitos desenvolvido no software ANSYS, calibrado com base em parâmetros modais identificados em ensaios dinâmicos dos truques e do veículo completo (Ribeiro et al., 2013). No modelo simplificado do veículo (ver Figura 7), o corpo foi modelado através da utilização de elementos de barra rígidos e os truques e os eixos foram modelados através de elementos finitos de barra flexíveis (Meixedo et al., 2014).

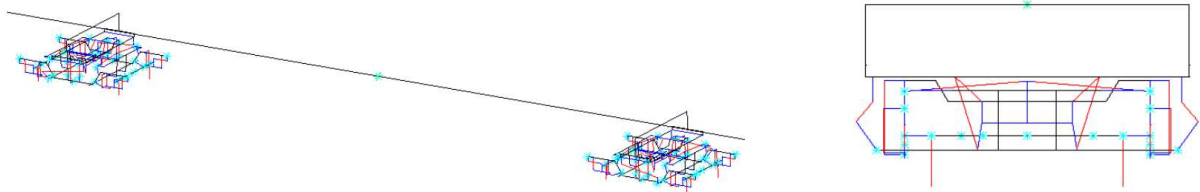


Figura 7. Modelo numérico simplificado do veículo BBN (Meixedo et al., 2014).

A massa do corpo do carro foi simulada através de elementos de massa, incluindo as componentes de translação e rotação, concentradas na metade da barra rígida. Os demais elementos foram modelados através de conjuntos de molas-amortecedores. A Tabela 1 apresenta os principais parâmetros mecânicos e geométricos do modelo numérico simplificado do veículo BBN, calculados com base nos valores de referência do modelo completo calibrado, bem como as frequências naturais dos principais modos de vibração. Mais informações sobre a modelagem deste veículo podem ser encontradas em Meixedo et al. (2014) e Ribeiro et al. (2013).

Tabela 1. Parâmetros geométricos e modais do modelo numérico do veículo BBN (Meixedo et al., 2014).

Parâmetro	Designação	Valor	Unidade
k_s	Rigidez da suspensão secundária	367,4 (frente) 343,1 (traseira)	kN/m
c_s	Amortecimento da suspensão secundária	35	kN.m/s
k_p	Rigidez da suspensão primária	826,4	kN/m
c_p	Amortecimento da suspensão primária	16,7	kN.m/s
k_{rc}	Rigidez do contato roda-trilho	$1,5674 \times 10^9$	N/m
M	Massa translacional do corpo do veículo	3261	kg
M_{I_y}	Massa rotacional I_y do corpo do veículo	1477000	kg.m ²
M_{I_z}	Massa rotacional I_z do corpo do veículo	1475000	kg.m ²
M_{I_x}	Massa rotacional I_x do corpo do veículo	55120	kg.m ²
f_c	Frequências naturais do corpo do veículo	[1,14 ; 1,27 ; 1,72]	Hz
f_t	Frequências naturais dos truques	[7,96-8,63 ; 9,01-9,16 ; 14,10-14,17]	Hz

4 ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA TREM-ESTRUTURA

4.1 Irregularidades da via-férrea

A informação sobre as irregularidades da via foi obtida através dos registros provenientes do veículo de inspeção de via EM 120 da REFER. O veículo de inspeção de via efetua a medição do nivelamento longitudinal da via com base na monitoração contínua da distância em relação à face superior do trilho, a partir de um sistema *laser* instalado no truque (Ribeiro, 2012). Na Figura 8 apresentam-se os perfis de irregularidade de cada trilho medidos em abril de 2016, entre os quilômetros correspondentes ao trecho do viaduto investigado.

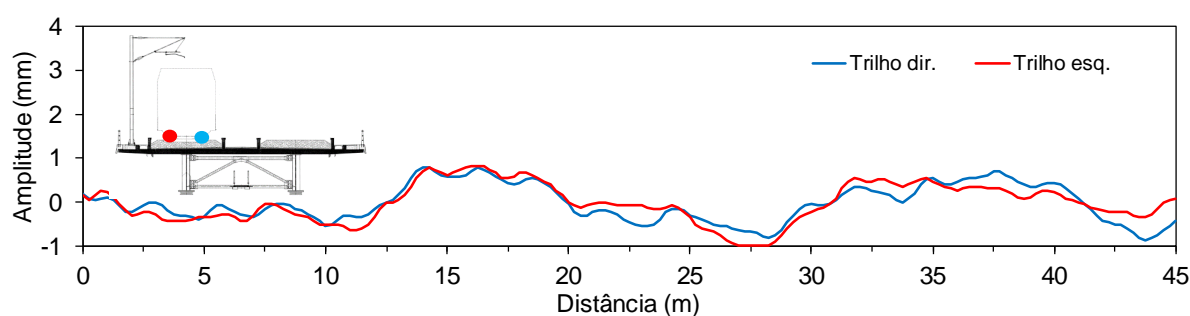


Figura 8. Perfil das irregularidades dos trilhos medidos com veículo de inspeção em abril de 2016.

4.2 Resposta dinâmica do viaduto

A análise da resposta dinâmica do tramo investigado do viaduto ferroviário sobre o Rio Sado foi realizada por intermédio da aplicação “*Train-Bridge Interaction*” (TBI) considerando uma metodologia que considera a interação trem-estrutura e uma metodologia de cargas móveis para comparação. Neste programa, a importação dos dados relativos ao modelo no ANSYS para ambiente Matlab é realizada através das matrizes condensadas de

massa [M] e de rigidez [K] da estrutura no formato “*Harwell-Boeing*” (ANSYS, 2013). A resolução das equações de equilíbrio dinâmico relativas ao modelo em elementos finitos do viaduto é realizada com recurso ao método da sobreposição modal, enquanto a resolução do subsistema relativo ao veículo ferroviário é realizada através de um método de integração direta, o método Newmark, uma vez que a presença dos amortecedores localizados nos veículos não permite desacoplar as equações de equilíbrio dinâmico (Ribeiro, 2012).

Inicialmente foi realizada uma análise de sensibilidade para se determinar a faixa de frequências naturais que seriam consideradas na análise dinâmica pelo método da superposição modal, sendo utilizado um incremento de tempo de 0,001 s. Assim, foram considerados modos de vibração com um intervalo de frequências entre 0 e 30 Hz, totalizando aproximadamente 110 modos de vibração. A resposta dinâmica foi avaliada em termos de deslocamentos e tensões. Os deslocamentos foram obtidos no meio do vão, em um nó localizado na mesa inferior da longarina abaixo da via-férrea ativa (seção D1). A Figura 9 apresenta a influência da velocidade de circulação do veículo ferroviário Alfa Pendular sobre o deslocamento máximo, com velocidades de circulação que variam entre 140 km/h e 440 km/h, e adotando as metodologias de cargas móveis e com interação trem-estrutura.

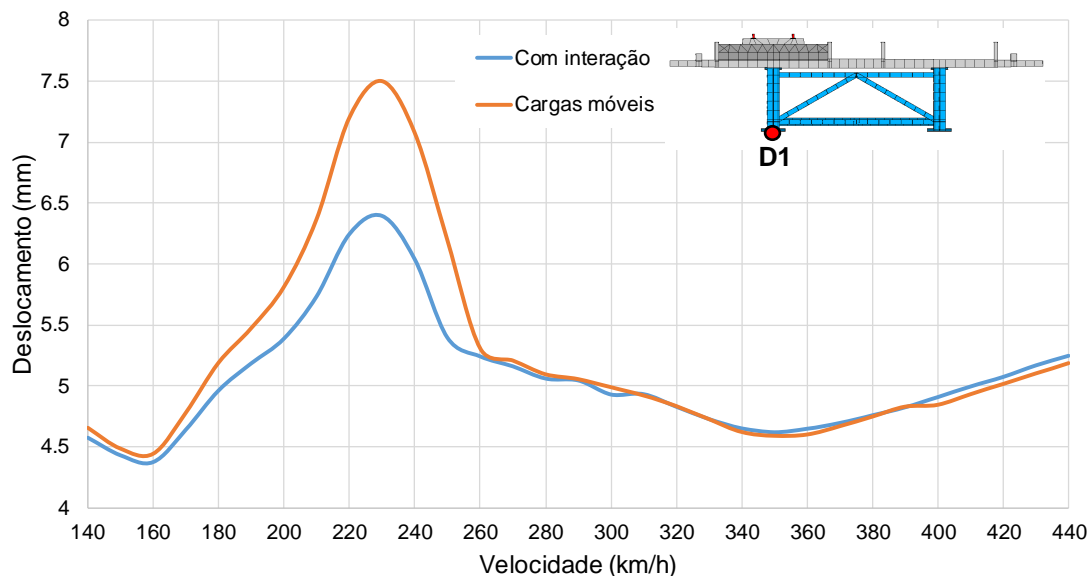


Figura 9. Influência da velocidade de circulação sobre o deslocamento máximo no meio do vão.

Nota-se que os valores máximos de deslocamento foram obtidos para velocidades da ordem de 230 km/h, com a presença de um pico de ressonância em torno deste valor. Através da interpretação da transformada de *Fourier* do sinal (Figura 10), foi possível associar a ressonância à velocidade de 230 km/h ao comprimento de onda de 25 m (maior pico da assinatura dinâmica do trem Alfa Pendular, ver Figura 6), e à primeira frequência natural da estrutura ($f_{01} = 2,60$ Hz), ou seja, $230 \text{ km/h}/3,6/2,60 \text{ Hz}$ é aproximadamente igual a 25 m.

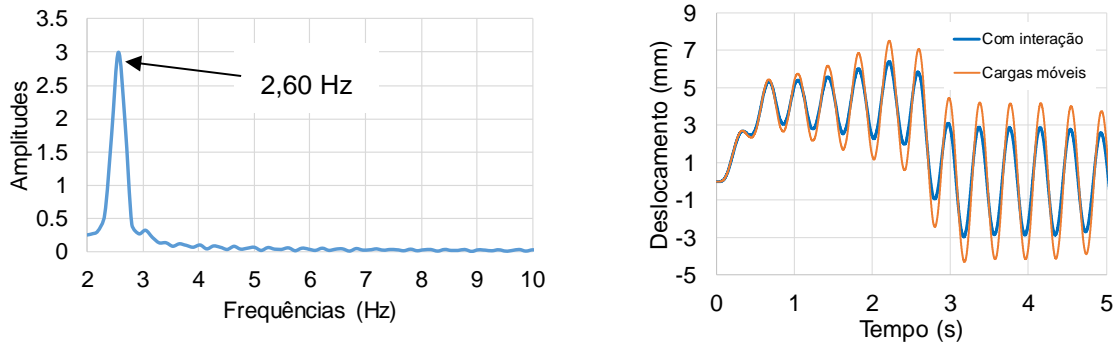


Figura 10. Resposta dinâmica em deslocamentos na seção D1 para velocidade de 230 km/h.

5 AVALIAÇÃO À FADIGA DE DETALHES ESTRUTURAIS

5.1 Metodologia

As amplitudes de tensão aplicadas em detalhes estruturais de pontes ferroviárias ocorrem devido à passagem de composições ferroviárias, originando o dano à fadiga. Neste artigo, foi utilizado uma metodologia de avaliação de projeto à fadiga baseada no Método da Acumulação de Danos, como descrito no EN 1993-1-9 (2005) para análise de fadiga de estruturas submetidas a carregamentos de amplitude variável. De acordo com Nussbaumer et al. (2011), esta metodologia envolve sumariamente os seguintes passos:

1. definição do cenário de tráfego (tipos de trens, velocidades de operação frequentes, volume de tráfego anual);
2. cálculo do histórico de tensões em detalhes estruturais críticos, incluindo os efeitos da amplificação dinâmica da resposta estrutural;
3. cálculo dos espectros de ciclos e tensão, que representam o número de ciclos versus a correspondente distribuição das amplitudes de tensão, através da utilização de algoritmo de contagem de ciclos, como por exemplo o algoritmo *rainflow* (ASTM E1049-85, 2005);
4. adoção de curvas S-N apropriadas para descrever a resistência à fadiga dos detalhes analisados, com as curvas propostas pela EN 1993-1-9 (2005) sendo empregadas neste trabalho; além disso, para uma avaliação de vida útil segura com consequências importantes no caso de colapso, a norma recomenda que o coeficiente de redução da resistência à fadiga, γ_{Mf} seja tomado igual a 1,35;
5. cálculo do dano de fadiga, utilizando um modelo de acumulação de danos linear, como proposto por Miner (1945), segundo o qual o índice de dano D , é dado por:

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \leq 1.0. \quad (1)$$

onde n_i é o número de ciclos de carregamento aplicados para uma dada amplitude de tensão e N_i denota o número de ciclos resistidos a uma dada amplitude de tensão. Considera-se que a falha de fadiga é atingida quando $D = 1$.

5.1 Identificação e classificação dos detalhes críticos

Em uma análise à fadiga, a etapa de identificação e classificação dos detalhes da estrutura mais propensos à acumulação de danos é crucial. Assim, a classificação possui como fundamento a avaliação da informação de projeto disponível (REFER, 2010), e é realizada com base nas curvas S-N da norma EN 1993-1-9 (2005), segundo a qual a categoria de cada detalhe estrutural é caracterizada por $\Delta\sigma_c$, que representa sua resistência à fadiga para 2 milhões de ciclos. Através de análises numéricas realizadas em trabalho anterior (Alencar et al., 2016) foi identificado o detalhe ilustrado na Figura 11 ($\Delta\sigma_c = 56$ MPa) como o mais propenso à acumulação de danos de fadiga. Nesta figura está ilustrado a representação da direção principal das tensões extraídas do modelo em elementos finitos, tidas como tensões nominais, e as curvas log S – log N característica e de projeto.

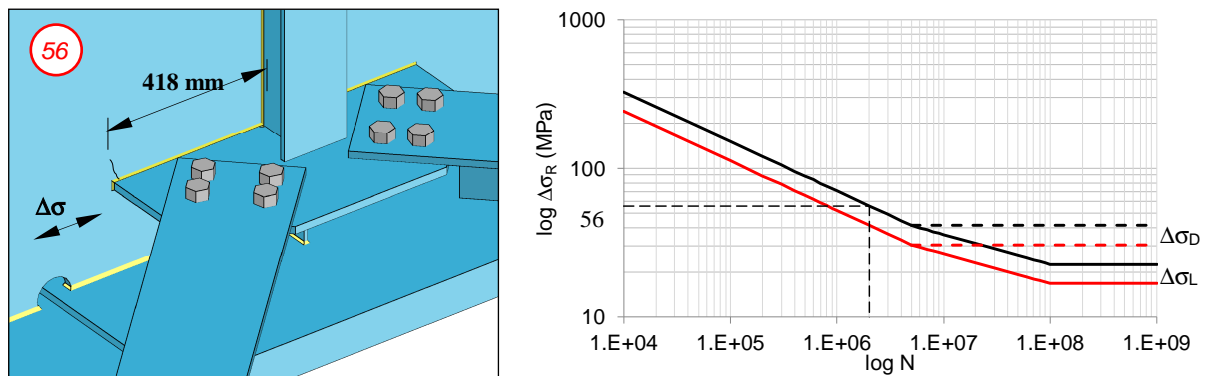


Figura 11. Detalhe estrutural com classificação à fadiga 56 de acordo com a EN 1993-1-9 (2005).

Este detalhe consiste de uma placa soldada lateralmente à alma de uma das longarinas, e aparafusada aos contraventamentos horizontais em perfis $\frac{1}{2}$ HEA 400, coincidindo com a localização dos enrijecedores transversais em perfis laminados $\frac{1}{2}$ IPE 400. As tensões nominais obtidas são as tensões longitudinais máximas nos elementos finitos de placa da alma na zona da solda entre a alma e a placa soldada lateralmente. A Figura 12 é uma fotografia obtida para este detalhe soldado durante a construção do viaduto.

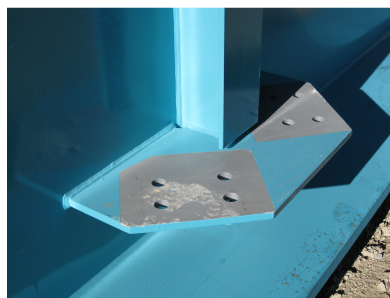


Figura 12. Fotografia de detalhe de placa soldada lateralmente à alma.

6 VERIFICAÇÃO À FADIGA DO DETALHE CRÍTICO

A análise à fadiga foi realizada segundo o Método da Acumulação de Danos, com base na regra de Palmgren-Miner e no algoritmo *rainflow*. Para a obtenção do histórico de tensões, e, conseqüentemente, do dano linear de fadiga, a análise dinâmica realizada teve como base a

metodologia de interação trem-estrutura. As tensões nominais nos elementos de placa foram obtidas na ligação soldada do detalhe de Categoria 56 a $\frac{1}{4}$ do apoio.

6.1.1 Influência da velocidade e da categoria do detalhe

Diversos fatores podem influenciar a resistência à fadiga de um detalhe soldado, como por exemplo citam-se os defeitos de soldadura (falta de fusão, penetração incompleta, etc.). Além disso, outros fenômenos podem ser responsáveis pela deterioração da estrutura com o decorrer do tempo, como a corrosão. Em razão disso, juntamente com a incerteza associada à classificação mais apropriada para os detalhes soldados, pode-se justificar, em determinadas condições, a adoção de curvas S-N de resistência inferior. Assim, a Figura 13 apresenta a influência da categoria do detalhe no valor do dano de fadiga segundo as categorias enquadráveis no Eurocódigo (56, 50, 45, 40 ou 36) para uma única passagem do trem Alfa Pendular sobre a estrutura, considerando-se um intervalo de velocidades de 140 km/h até 440 km/h. Assim, apesar da velocidade máxima atingida pelo trem Alfa Pendular ser da ordem 220 km/h, velocidades acima deste limite foram consideradas nesta análise visando dar uma informação sobre o efeito da velocidade na resposta dinâmica da estrutura.

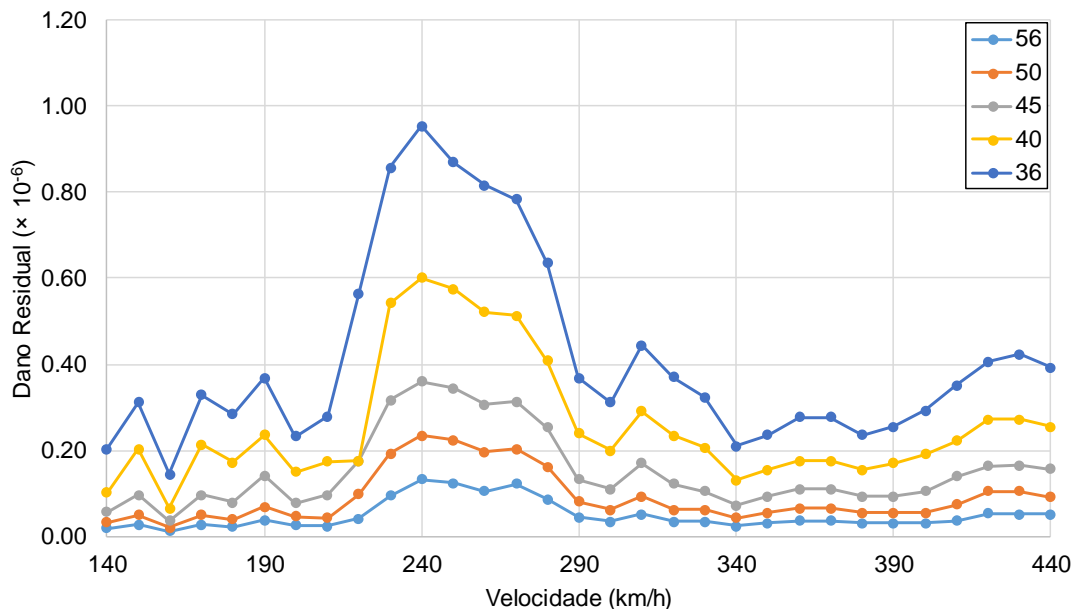


Figura 13. Influência da categoria do detalhe sobre o dano de fadiga.

A partir dos resultados do espectro de dano da Figura 13, pode-se concluir que: i) o maior dano residual de fadiga obtido é igual a $0,95 \times 10^{-6}$ para a passagem de um trem Alfa Pendular em ressonância, considerando-se o pior cenário de deterioração do detalhe soldado ($\Delta\sigma_C = 36$ MPa); ii) para o mesmo cenário de deterioração, o dano de fadiga devido à passagem de um trem Alfa Pendular em ressonância é da ordem de três vezes o dano de fadiga para velocidades fora de ressonância; iii) uma alteração na resistência do detalhe do melhor cenário de conservação ($\Delta\sigma_C = 56$ MPa) para o pior cenário ($\Delta\sigma_C = 36$ MPa) conduz a um aumento do dano de fadiga da ordem de sete vezes.

5.3.2 Influência do cenário de tráfego

Para o cálculo da vida residual à fadiga de estruturas de pontes, uma etapa crucial é a caracterização do tráfego existente sobre a via. Em Albuquerque (2015) foi possível identificar três principais grupos de composições ferroviárias através de um sistema de caracterização do tráfego ferroviário instalado na nova ponte ferroviária sobre o Rio Sado. Dessa forma, como este artigo concentra-se sobre a ação do tráfego ferroviário devido à passagem de um modelo numérico do trem de passageiros Alfa Pendular, somente o dano à fadiga devido à passagem deste tipo de trem será considerado (hipótese não conservadora), excluindo-se os demais grupos de trens de passageiros e de mercadorias.

Através do referido sistema foi possível identificar a passagem de aproximadamente 2 trens Alfa Pendulares por dia durante o período de um mês. Com base nessa constatação, serão propostos quatro cenários distintos de tráfego para análise à fadiga: i) fluxo baixo de passageiros, com 2 Alfa Pendulares por dia; ii) fluxo médio de passageiros, com 6 Alfa Pendulares por dia; iii) fluxo intenso de passageiros, com 10 Alfa Pendulares por dia. Dessa forma, a Figura 13 ilustra a influência do cenário de tráfego sobre a vida residual à fadiga, em anos, considerando-se um intervalo de velocidades entre 140 km/h e 440 km/h.

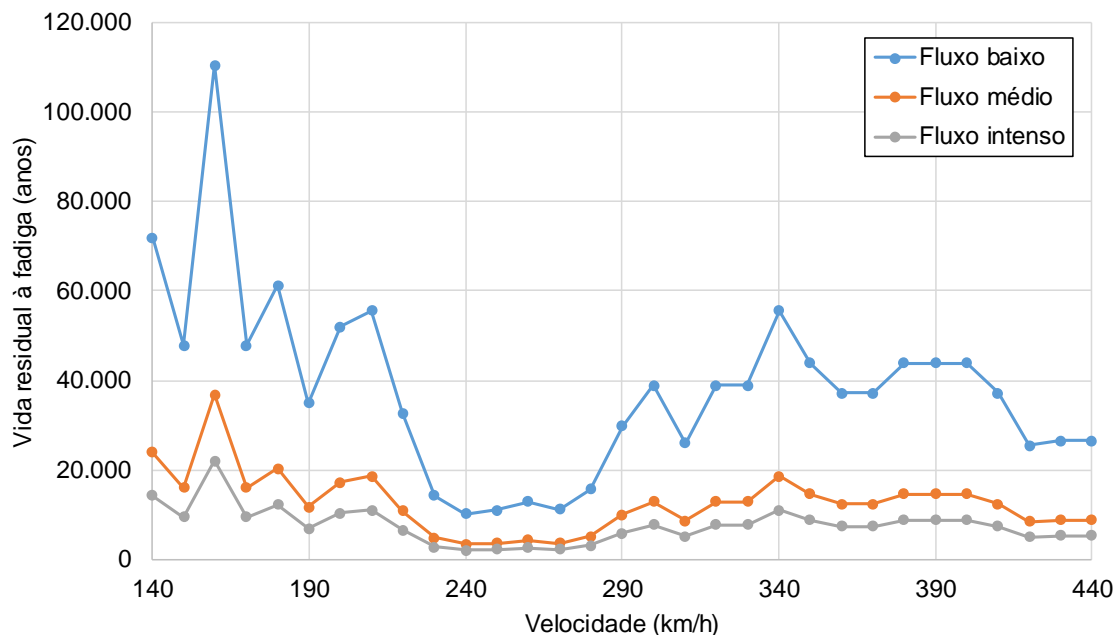


Figura 14. Vida residual à fadiga para diferentes cenários de tráfego (anos).

A partir dos resultados em vida residual à fadiga da Figura 14, pode-se concluir que i) para os níveis de velocidade corrente para trens de passageiros Alfa Pendular (200–220 km/h), a vida residual à fadiga obtida foi de aproximadamente 14.370, 4.790 e 2.870 anos, respectivamente para fluxo de passageiros baixo, médio e intenso; ii) para velocidades não ressonantes, o aumento em vida à fadiga é considerável (da ordem de 50%). No entanto, ressalta-se que o resultado em vida residual à fadiga deve ser interpretado com cuidado, dado que não foi incluído o efeito do dano de fadiga causado pelos demais trens de passageiros (como o “Intercidades”, p. ex.) e pelos trens de mercadoria.

7 CONCLUSÕES

Neste artigo foram avaliados o comportamento à fadiga e a resposta dinâmica de um dos vãos dos viadutos de acesso à nova Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado, em Portugal. A resposta dinâmica no detalhe mais propenso à fadiga foi obtida através de modelos em elementos finitos desenvolvidos com técnicas usuais de discretização no software ANSYS, com recurso a análises dinâmicas realizadas no *software* TBI (*Train-Bridge Interaction*). A resposta numérica obtida foi utilizada para avaliação da fadiga pelo método da Acumulação de Danos, com base nas curvas S-N do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-9, 2005) e na regra linear de acumulação de danos (Palmgren-Miner).

Na medida em que os fenômenos de ressonância influenciam significativamente a segurança estrutural e as condições de serviço de pontes, torna-se necessário uma avaliação precisa do desempenho dinâmico dessas estruturas. Conforme mencionado anteriormente, as metodologias para avaliação do fenômeno da ressonância são essencialmente duas: i) a metodologia das cargas móveis, que consiste na integração direta no domínio do tempo das equações de equilíbrio dinâmico do sistema ponte sob cargas móveis cruzando a estrutura; ii) a metodologia de interação trem-estrutura, que é baseada na integração direta no domínio do tempo do sistema acoplado trem-estrutura. Ambas as metodologias foram empregadas neste artigo para obtenção do espectro de deslocamentos no meio do vão.

Assim, um procedimento para avaliação do fenômeno de interação dinâmica trem-ponte foi adotado de modo a obter uma resposta mais representativa do tráfego real, através do carregamento dinâmico oriundo de um modelo numérico simplificado do trem Alfa Pendular calibrado com base em parâmetros modais experimentais. Finalmente, as principais conclusões deste trabalho são relacionadas abaixo:

1. De um modo geral, os deslocamentos obtidos para a passagem do trem Alfa Pendular foram baixos (da ordem de 7,5 mm), o que demonstra que a estrutura possui níveis baixos de deformabilidade;
2. Picos de ressonância foram encontrados para uma velocidade (230 km/h) próxima à velocidade máxima de circulação do Alfa Pendular (220 km/h). Na verdade, a velocidade de 220 km/h para o Alfa Pendular é bastante frequente no tráfego ferroviário existente neste trecho da via;
3. A utilização da metodologia com interação trem-estrutura conduziu a valores de deslocamentos menores para velocidades em ressonância, o que demonstra a influência das propriedades dinâmicas do veículo sobre o amortecimento da resposta da estrutura. Para velocidades fora de ressonância, ambas as metodologias (cargas móveis e interação trem-estrutura) forneceram resultados bastante próximos;
4. Todos os espectros de tensões utilizados para cálculo do dano de fadiga para a Categoria de Detalhe 56 ($\Delta\sigma_C = 56$ MPa), com base numa filosofia de vida útil segura e consequências importantes ($\gamma_{Mf} = 1,35$) resultaram em pelo menos um ciclo com amplitude de tensão com contribuição para o dano de fadiga, isto é, superior ao limite de fadiga de truncatura ($\Delta\sigma_L$), abaixo do qual, teoricamente não há dano de fadiga segundo a metodologia do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-9, 2005). Consequentemente, para o intervalo de velocidades consideradas na análise dinâmica, o cálculo conduz a pelo menos um dano residual mínimo para velocidades fora de ressonância;
5. O espectro de tensões analisado para o Detalhe de Categoria 56, com base em uma metodologia de análise dinâmica com interação trem-estrutura, mostrou um

comportamento à fadiga ideal, com uma expectativa muito baixa para algum fenômeno de fadiga durante o ciclo da vida útil do vão investigado.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo agradecem o suporte financeiro fornecido pelo Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico do Brasil, CNPq, e ao Instituto da Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP.

REFERÊNCIAS

- Albuquerque, C., 2015. *Advanced Methodologies for the Assessment of the Fatigue Behaviour of Railway Bridges*. Faculty of Engineering of University of Porto.
- Alencar, G., Calçada, R., Silva, J.G.S., Jesus, A.M.P. (2016). *Fatigue Assessment of Approach Viaducts of the New Sado River Railway Crossing*. In: Proceedings of the 5th International Conference on New Trends on Integrity, Reliability and Failure (5th IRF 2016), 2016, Porto, Portugal.
- ANSYS, 2013. *Structural Analysis Guide - Release 15.0*. In: ANSYS, editor.
- ASTM E1049 - 85, 2005. *Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Chellini, G., Lippi, F. V, e Salvatore, W., 2010. *Fatigue assessment of Sesia high speed railway viaduct. Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization - Proceedings of the 5th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*, 2084–2091.
- EN 1990-A2, 2005. *Basis of structural design - Annex A2: applications for bridges*. Brussels, Belgium: CEN - European Committee for Standardization.
- EN 1993-1-9, 2005. *Eurocode 3: Design of Steel Structures: Fatigue strength of steel structures*, European Committee for Standardization, Brussels.
- EN 1991-2, 2003. *Eurocode 1: actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*, European Committee for Standardization, Brussels.
- Kühn, B., Lukić, M., Nussbaumer, A., Günther, H.-P., Helmerich, R., Herion, S., ... Bucak, Ö., 2008. *Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*. JCR Scientific and Technical Reports. Luxembourg. Recuperado de <http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/15732470500365562>
- Lippi, F. V., Orlando, M., e Salvatore, W., 2011. *Assessment of the dynamic and fatigue behaviour of the Panaro railway steel bridge*. *Structure and Infrastructure Engineering*, 9(8), 1–15. <http://doi.org/10.1080/15732479.2011.625955>
- Miner M, 1945. *Cumulative Damage in Fatigue*. *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 12, No. 3, p. A159-A164.
- Nussbaumer, A, Borges, L, Davaine, L, 2011. *Fatigue Design of Steel and Composite Structures*. ECCS, Wiley-Blackwell, Ernst & Shon, p. 13-16.
- Oehme, P., 1989. *Damage Analysis of Steel Structures*. In IABSE Proceedings.
- REFER, 2010. *A Variante de Alcácer*, Lisboa, Portugal.

Reis, A., Cremer, J. M., Lothaire, A., e Lopes, N. 2010. *The steel design for the new railway bridge over the River Sado in Portugal*. Steel Construction, 3(4), 201–210. <http://doi.org/10.1002/stco.201010033>

Ribeiro, D. 2012. *Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Ribeiro, D., Calçada, R., Delgado, R., Brehm, M., Zabel, V. 2013. *Finite element model updating of a railway vehicle based on experimental modal parameters*, Vehicle System Dynamics, Taylor & Francis, 51 (6). pp. 821-856.