

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FADIGA DE PONTES METÁLICAS DA LINHA DE SENA, EM MOÇAMBIQUE

Tiago Coelho¹, Paulo Silveira², Manuel Pipa², Francisco Asseiceiro³, António Hipólito⁴

¹Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento Estruturas, Avenida Do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal

email: tcoelho@lneec.pt <http://www.lneec.pt>

²Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Avenida Do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal

³Mota-Engil Engenharia e Construção, Ferrovias, Casa da Calçada, Largo do Paço 6, 4600-017 Cepelos-Amarante, Portugal

⁴Mota-Engil Engenharia e Construção, Estruturas e Arquitetura, Casa da Calçada, Largo do Paço 6, 4600-017 Cepelos-Amarante, Portugal

Sumário

Na presente comunicação apresenta-se o estudo de avaliação da resistência à fadiga da Ponte Dona Ana, sobre o rio Zambeze, em Moçambique.

Com base no tráfego atual e na evolução esperada, e tendo em conta as diversas ações e as características geométricas e mecânicas das estruturas efetuou-se a avaliação da resistência à fadiga utilizando o método do dano acumulado, tendo-se considerado as categorias de pormenor que melhor representam os elementos analisados. Para tal, simulou-se a influência da passagem dos comboios, recorrendo a um programa de cálculo automático de estruturas baseado no método dos elementos finitos e efetuaram-se análises para cada um dos diversos tipos de vigas que constituem a Ponte Dona Ana e para os vários cenários de carregamento dos comboios reais.

Palavras-chave: Fadiga; Método do Dano Acumulado; Ponte Ferroviária; Linha de Sena.

1 INTRODUÇÃO

O presente artigo tem origem no estudo, realizado em 2014, para a avaliação da resistência à fadiga de pontes da Linha de Sena, em Moçambique, levado a cabo pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), por solicitação da Mota-Engil Engenharia e Construção S.A.. Das diversas obras analisadas, inclui-se, nesta comunicação, apenas a análise efetuada para a Ponte Dona Ana, sobre o Rio Zambeze e respetivos viadutos de acesso.

Ainda que da combinação das sobrecargas ferroviárias com outras ações, como por exemplo o peso próprio ou as variações de temperatura possam resultar esforços atuantes inferiores aos esforços resistentes, a sua variação cíclica pode induzir fenómenos de fadiga, sendo por isso necessário estudar a vulnerabilidade das estruturas a este fenómeno.

Esta avaliação foi realizada no âmbito dos trabalhos de reabilitação da infraestrutura ferroviária da Linha de Sena. Estes trabalhos foram efetuados para melhorar as condições de transporte do carvão entre Moatize e o porto da Beira. À data da realização deste estudo escoavam-se anualmente cerca de 6 Mton deste minério por esta linha, sendo o transporte feito por comboios compostos por 2 locomotivas e cerca de 45 vagões. De acordo com as previsões fornecidas ao LNEC, estimou-se que o transporte de carvão será de 12 Mton/ano em 2020 e 20 Mton/ano no ano de 2021 e seguintes.

Com base nestas previsões, e tendo em conta as diversas ações e as características geométricas e mecânicas das estruturas efetuou-se a avaliação da resistência à fadiga através da utilização dos critérios definidos na norma europeia NP EN 1993-1-9 [1], com auxílio de um programa de cálculo automático de estruturas baseado no método dos elementos finitos.

2 DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS

A Ponte Dona Ana, incluindo os seus viadutos de acesso, tem um comprimento total de 3680 m, e localiza-se entre as vilas de Sena e de Mutarara, respetivamente nas margens sul e norte do rio Zambeze. Esta ponte é constituída por um conjunto de estruturas metálicas, simplesmente apoiadas, com elementos metálicos, de aço, ligadas por rebites. Os viadutos de acesso são constituídos por vigas de alma cheia (Fig. 1 e Fig. 2) e a ponte por vigas treliçadas (Fig. 3 e Fig. 4).

A Ponte Dona Ana apresenta a seguinte constituição:

- Viaduto Sul (Sena): 48 tramos de 9,70 m, 7 tramos de 12,10 m, e 1 tramo de 12,50 m;
- Ponte sobre o rio Zambeze: 7 tramos de 50,30 m e 33 tramos de 80,00 m;
- Viaduto Norte (Mutarara): 6 tramos de 20,0 m.



Fig. 1. Ponte Dona Ana: Viaduto de Mutarara



Fig. 2. Ponte Dona Ana: Viaduto de Sena



Fig. 3. Ponte Dona Ana: viga treliçada de 50 m



Fig. 4. Ponte Dona Ana: viga treliçada de 80 m

3 MÉTODO DE ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À FADIGA

3.1 Considerações gerais

Na avaliação da resistência à fadiga utilizou-se o disposto nas normas NP EN 1993-1-9 [1] e NP EN 1993-2 [2], tendo-se ainda recorrido à NP EN 1991-2 [3] para a determinação da influência de fatores que afetam o comportamento dinâmico.

De modo sucinto, a avaliação da resistência à fadiga consiste na comparação entre as tensões atuantes nos vários elementos da estrutura, devidas à passagem de um comboio, e os respetivos valores de resistência à fadiga para

um determinado tipo de categoria de pormenor construtivo, que é definido em função do tipo de ligação ou do elemento utilizado.

3.2 Metodologia utilizada

Uma das etapas desta análise consiste na definição dos coeficientes de segurança parciais para a avaliação da resistência à fadiga de acordo com a Secção 3 do Eurocódigo 3 – Parte 1-9 [1]. Estes coeficientes são determinados em função do tipo de controlo (monitorização e manutenção) que se pretende associar à estrutura, designado por “Dano controlado” ou “Tempo de vida garantido”, e em função das consequências de uma eventual rotura na estrutura.

Neste estudo, não estando prevista a implementação de um programa de manutenção e inspeção para as estruturas que permitisse garantir que o aparecimento de uma fenda não poria em causa a segurança durante o seu período de funcionamento, adotou-se o método do Tempo de Vida Garantido. Considerou-se também que as consequências da rotura seriam importantes, na medida em que levariam à interrupção do tráfego ferroviário, pelo que se utilizou na análise um coeficiente parcial de segurança igual a 1,35.

A caracterização da resistência à fadiga é efetuada com base nas designadas curvas S-N que são representativas da resistência de um determinado pormenor estrutural, conforme os quadros 8.1 a 8.10 da NP EN 1993-1-9. Estas curvas relacionam a variação de tensão com o número máximo de ciclos admissível para essa variação [4] e a sua designação está associada à resistência à fadiga dos respetivos pormenores estruturais para 2 milhões de ciclos.

Na Fig. 5 estão representadas diversas curvas S-N em escala logarítmica. As curvas são ainda caracterizadas por um limite de fadiga de variação constante ($\Delta\sigma_D$) e por um limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$). Caso se verifique que a variação de tensão, durante um carregamento cíclico, é inferior a $\Delta\sigma_L$, essa variação de tensão não causa dano independentemente do número de ciclos.

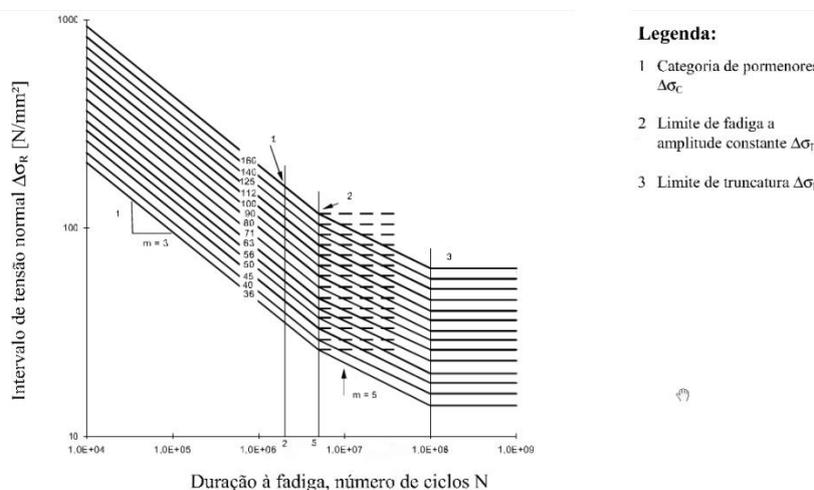


Fig. 5. Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões normais [1]

No Eurocódigo 3 – Parte 1-9, são referidos dois métodos para efetuar a avaliação da resistência à fadiga, designadamente, o Método do Dano Acumulado e um outro método que consiste na determinação de uma Tensão de Dano Equivalente.

Neste estudo recorreu-se ao Método do Dano Acumulado que permite avaliar a resistência à fadiga determinando um coeficiente de dano (D_d) que relaciona a frequência da ação (n_i) com o seu valor máximo admissível (N_{Ri}). Para a determinação da resistência à fadiga através deste método é necessário, em primeiro lugar, obter um historial de tensões, numa determinada secção, devido à passagem de um comboio. Este historial de tensões pode ser representado através de um histograma ou espectro de tensões, no qual se apresenta, para cada classe de variação de tensão, o número de ciclos a que o elemento é sujeito.

Para a contagem de ciclos de tensão foi adotado o Método de Gota de Água, tendo sido programado o algoritmo, descrito em [4].

Para a determinação do dano utilizou-se a regra de Palmgren-Miner, que consiste na acumulação/somatório dos danos referentes a cada classe de variação de tensão, de acordo com a equação (1).

$$D_d = \sum_i \frac{n_i}{N_{Ri}} = \frac{n_1}{N_{R1}} + \frac{n_2}{N_{R2}} + \frac{n_3}{N_{R3}} + \frac{n_4}{N_{R4}} \dots \frac{n_i}{N_{Ri}} \leq 1 \quad (1)$$

Nesta equação, n_i representa o número de ciclos de uma classe de variação de tensão, conforme indicado na Fig. 6 e N_{Ri} o número máximo de ciclos obtido através das curvas de resistência S-N.

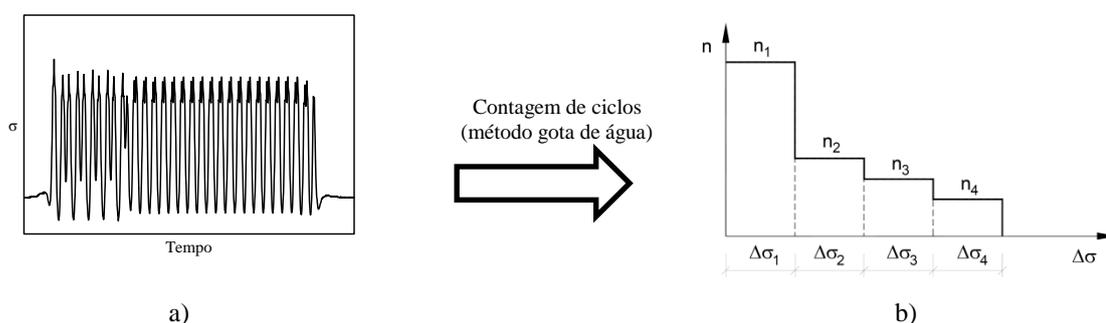


Fig. 6. a) Historial de tensões; b) Espectro de tensões [1]

3.3 Análise dinâmica

A necessidade de efetuar a análise dinâmica do comportamento estrutural depende de diversos fatores, tais como, a velocidade do tráfego, as frequências próprias da estrutura e o seu coeficiente de amortecimento [3]. Os critérios utilizados para se verificar essa necessidade encontram-se definidos no ponto 6.4.4 da NP EN 1991-2.

Em função das características das estruturas e das ações existentes verificou-se necessário realizar uma análise dinâmica para todas as estruturas [5]. Deste modo determinaram-se os coeficientes de amortecimento das diferentes estruturas de acordo com o definido no Quadro 6.6 da NP EN 1991-2.

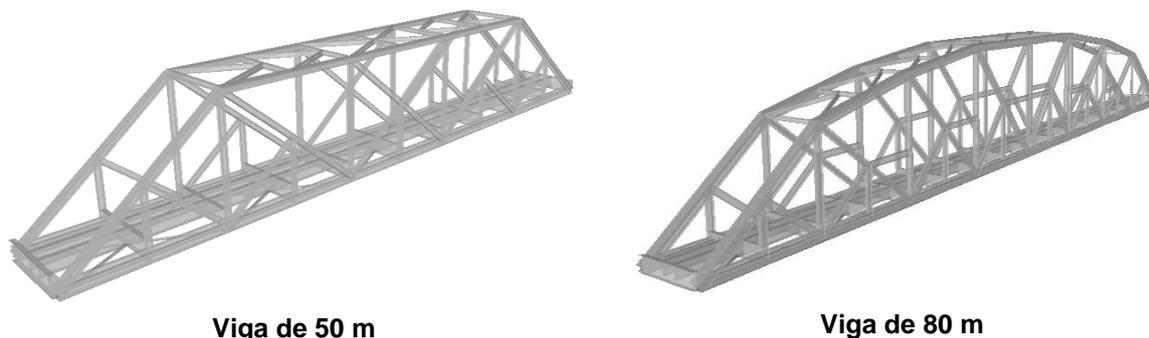
4 ANÁLISE ESTRUTURAL

A avaliação da resistência à fadiga utilizando o método do dano acumulado implica a realização de cálculos estruturais recorrendo a *software* de cálculo automático, tendo-se utilizado, neste caso, o *SAP2000* [6] que é baseado no método dos elementos finitos.

Para ter em conta a resposta dinâmica da estrutura face à passagem de um comboio de cargas, recorreu-se a uma análise linear do tipo *Time History Analysis* cuja resolução assentou no método da sobreposição modal. Na discretização da carga adotou-se um intervalo de tempo igual a 0,02 s, permitindo deste modo identificar as variações de tensão a que esta ponte se encontra sujeita.

4.1 Modelação da estrutura

A modelação estrutural da Ponte Dona Ana e respetivos viadutos de acesso foi efetuada com base nos dados recolhidos num estudo efetuado pelo LNEC em 2012 [7]. Nesse estudo efetuou-se o levantamento geométrico e a posterior calibração dos modelos estruturais através dos resultados obtidos em ensaios de carga [8]. Na modelação destas estruturas foram utilizados elementos de barra e elementos de casca e adotou-se um valor de 210 GPa para o módulo de elasticidade do aço (Fig. 7).



Viga de 50 m

Viga de 80 m

Fig. 7. Modelos de elementos finitos de tramos da Ponte Dona Ana [7]

4.2 Ações consideradas

A avaliação da resistência à fadiga efetuada neste relatório foi efetuada com base nas cargas correspondentes a um comboio de mercadorias real. À data da realização deste estudo (2014) cada comboio era composto por duas locomotivas GE GT26 – CIU2 e quarenta e cinco vagões HL6. Para atingir as 20 Mton/ano previstas para 2021, será necessário recorrer a um comboio composto por cinco locomotivas e cem vagões. As locomotivas e os vagões utilizados, e os respetivos pesos por eixo, são apresentados na Fig. 8.

Para calcular os esforços decorrentes da sobrecarga ferroviária utilizou-se uma carga móvel composta por cinco locomotivas e cem vagões, tendo-se adotado uma velocidade de projeto igual 1,2 x 60 km/h [3].

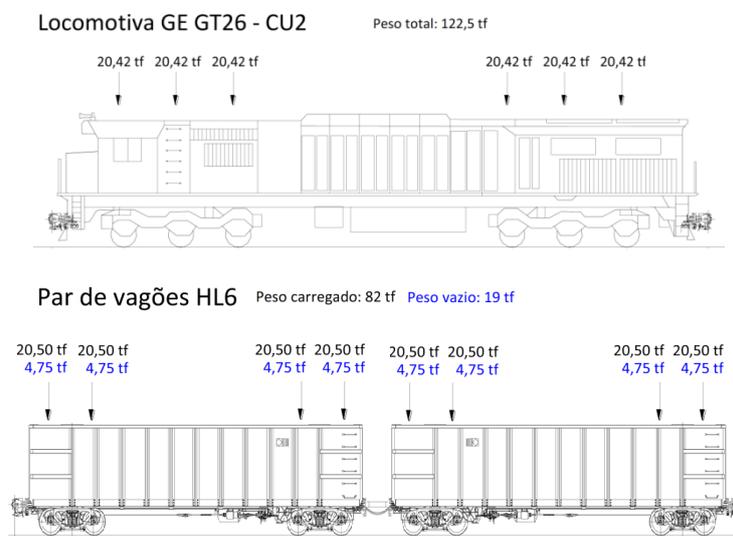


Fig. 8. Elementos constituintes do comboio utilizado para as verificações da fadiga

A avaliação da resistência à fadiga foi efetuada utilizando a combinação de ações para o estado limite último de fadiga [9]. Esta combinação é semelhante à utilizada para o estado limite de utilização e pode ser expressa como:

$$\left(\sum_j G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (2)$$

onde G_k representa o valor característico das ações permanentes, P as ações de pré-esforço, $Q_{k,1}$ e $Q_{k,i}$ as ações variáveis base e acompanhantes, respetivamente, e Q_{fat} as ações relativas à fadiga. As ações de fadiga devem ainda ser afetadas de um coeficiente de majoração γ_{Mf} , cujo valor recomendado é 1,0, de acordo com a NP EN 1993-2 [2].

5 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FADIGA

5.1 Considerações gerais

Nesta secção apresenta-se a avaliação da resistência à fadiga determinando o dano acumulado associado à passagem dos comboios e o respetivo ano de falha do elemento, que corresponde à data em que o coeficiente de dano (D_d) atinge um valor igual a 1. Para tal determinaram-se os historiais de tensões devidos à passagem de um comboio composto por cinco locomotivas GE GT26 – CIU2 e por cem vagões HL6, tendo em conta a previsão de tráfego referida no Capítulo 1. Para simplificação da análise optou-se por utilizar o comboio com 100 vagões mesmo durante o período em que as composições possuem apenas 45 vagões.

Tendo em consideração que ao percurso efetuado por um comboio com os vagões carregados (20,5 tf/eixo) está associado o percurso de regresso desse mesmo comboio com os vagões vazios (4,75 tf/eixo), foram determinados os valores do dano para estas duas situações. Devido a constrangimentos computacionais, a modelação da carga móvel consistiu em cinco locomotivas e apenas vinte vagões, assim, de forma a contabilizar o dano provocado pelo comboio com cem vagões, o valor do dano associado à passagem de vinte vagões foi multiplicado por cinco. Os valores de dano apresentados corresponderão, por isso, à associação da passagem de um comboio cheio com um comboio vazio, ou seja, um “par de passagens”. A título de exemplo, apresenta-se na Fig. 9 a resposta da estrutura face à passagem de comboios cheios ou vazios.

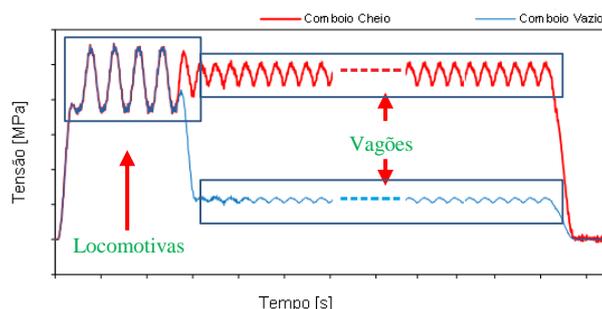


Fig. 9. Exemplo de série temporal de tensões devido à passagem de um comboio

Visto que este estudo diz respeito a estruturas existentes, é necessário contabilizar o seu historial de carregamento até ao período vigente. Neste sentido foi admitido um total acumulado de material transportado de 18 milhões de toneladas, até ao ano 2014.

Na avaliação da resistência à fadiga, tal como referido em 3.2, utilizam-se curvas de resistência de referência que dependem do detalhe estrutural. Dado que estas estruturas são compostas por elementos rebitados, adotou-se a categoria de pormenor 80 para o estudo do efeito da fadiga devida às variações de tensão normal nos banzos dos perfis e a categoria de pormenor 100 para avaliar o efeito das variações da tensão de corte nas almas.

Na Fig. 10 estão representadas as curvas de resistência para tensões normais e tensões de corte, respetivamente, afetadas do coeficiente de redução de resistência $\gamma_{Mf} = 1,35$. Pode-se também observar nestas figuras, que o valor do limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$) para a curva de tensões normais e de tensões de corte é, respetivamente, 24,0 MPa e 33,9 MPa. Recorde-se que qualquer variação de tensão ($\Delta\sigma$) inferior a estes limites não provoca dano. Estes valores encontram-se indicados em todos os gráficos com os resultados dos espectros de tensões, através de linhas a traço interrompido, facilitando assim a distinção entre as tensões que causam, ou não, dano no elemento.

O cálculo das tensões nas secções transversais dos elementos das estruturas foi efetuado nos pontos onde se verificam tensões mais elevadas. No caso das tensões normais devidas à flexão nos perfis em “I”, determinou-se o seu valor na fibra extrema mais tracionada, admitindo uma distribuição de tensões em regime elástico. Quanto às tensões de corte, o seu valor máximo verifica-se no centro de gravidade da secção transversal, tendo-se utilizado igualmente uma distribuição elástica.

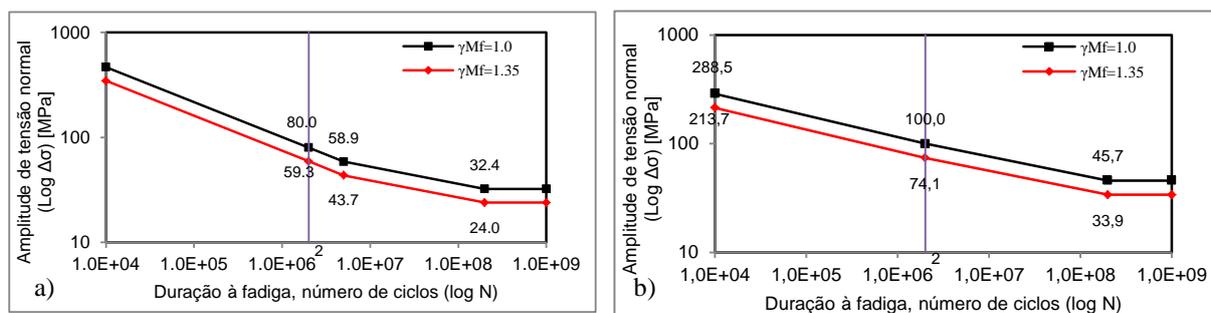


Fig. 10. Curvas de resistência para: a) tensões normais, categoria de pormenor 80; b) tensões de corte, categoria de pormenor 100

5.2 Ponte D. Ana: Vigas treliçadas

De modo a simplificar a análise e evitar a determinação de tensões em todos os elementos das vigas treliçadas, realizou-se uma análise preliminar, que consistiu na determinação das barras com maiores variações de tensão para cada tipo de secção transversal. Nesse sentido aplicou-se uma carga móvel, e, tirando partido da simetria das pontes, determinaram-se as tensões em metade dos elementos das estruturas. O resultado desta análise preliminar encontra-se representado na Fig. 11, na qual estão identificadas as barras sujeitas a maiores variações de tensão.

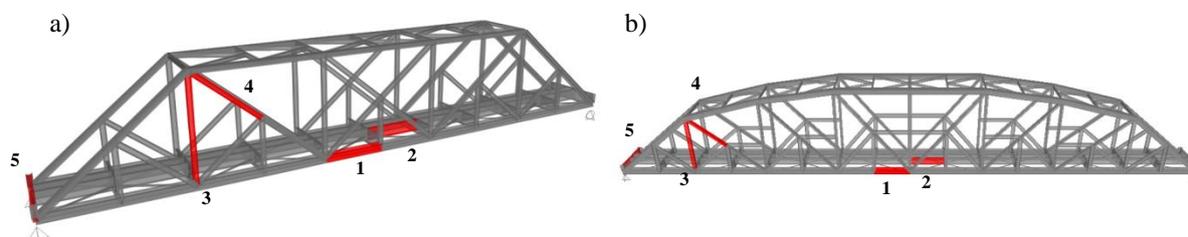


Fig. 11. Barras com maior suscetibilidade à fadiga: a) viga de 50 m; b) viga de 80 m

Na Fig. 12, apresentam-se os historiais de tensões normais e espetros de tensões da viga de 50 m, a partir dos quais se determinam os valores de dano D_d e respetivo “Ano de falha” presentes no Quadro 1. Os resultados da viga de 80 m são semelhantes aos da viga de 50 m em termos qualitativos no que respeita aos historiais de tensões, por este motivo são aqui apresentados apenas os valores de dano.

Verifica-se que a passagem dos comboios nesta estrutura induz variações de tensão muito pequenas (Fig. 12) resultando em danos muito pequenos, com a exceção os elementos transversais (Barra 5) nos quais se verifica um grande número de ciclos com grandes variações de tensão, devidas a esforços de flexão, associados à passagem de cada eixo, conseqüentemente este elemento apresenta o valor de dano mais elevado que os restantes (Quadro 1). No caso da longarina (Barra 2), o facto da maior variação de tensão ser inferior ao limite de truncatura para a categoria de pormenor em questão, resulta num valor de dano nulo para um número infinito de ciclos.

Relativamente aos esforços de corte, também estes não provocam qualquer dano nos elementos (Barra 2 e 5), dado que, tal como se pode verificar na Fig. 13, todas as variações de tensão se encontram abaixo da tensão limite de truncatura (traço interrompido).

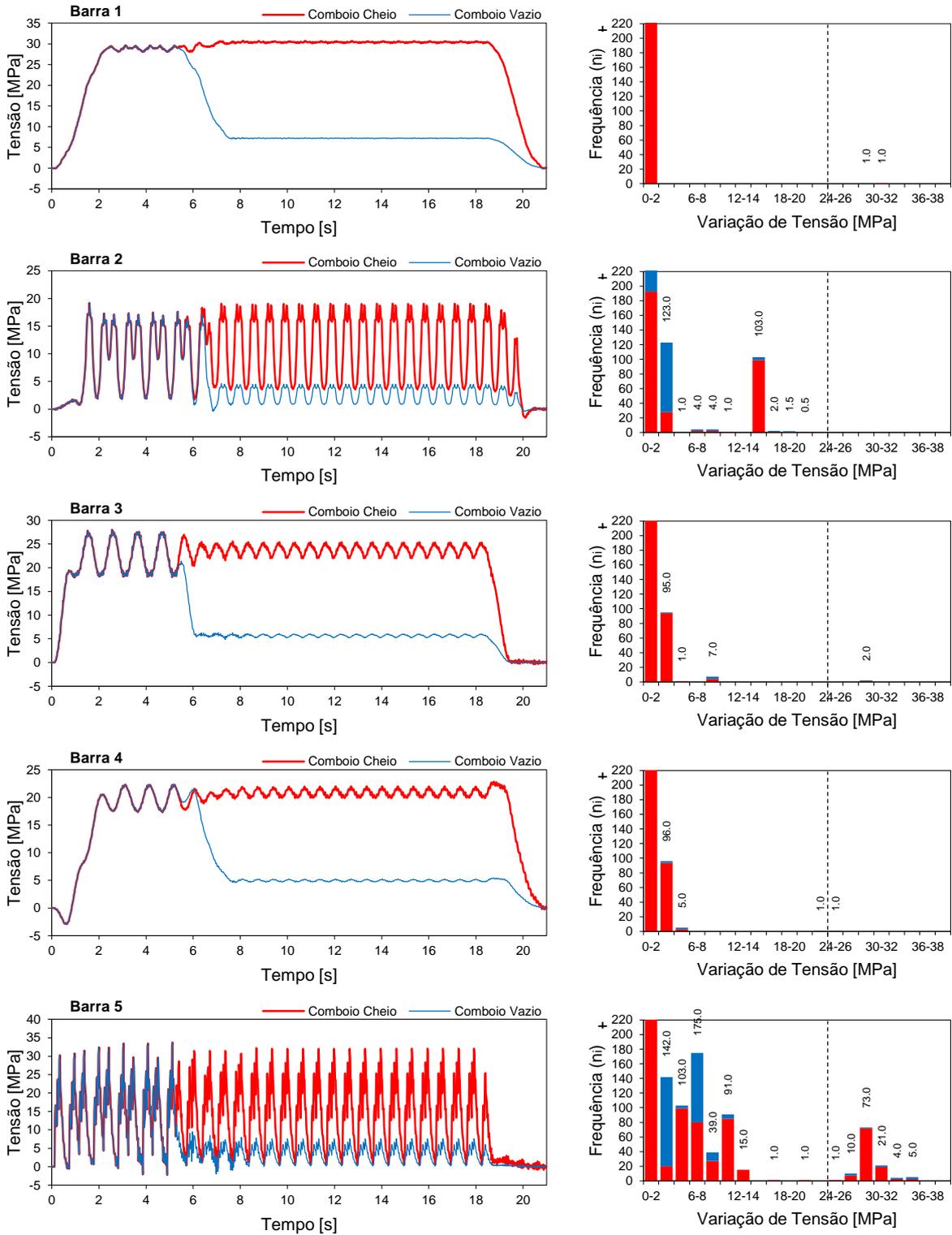


Fig. 12. Historial e espectro de tensões normais nas barras da viga de 50 m

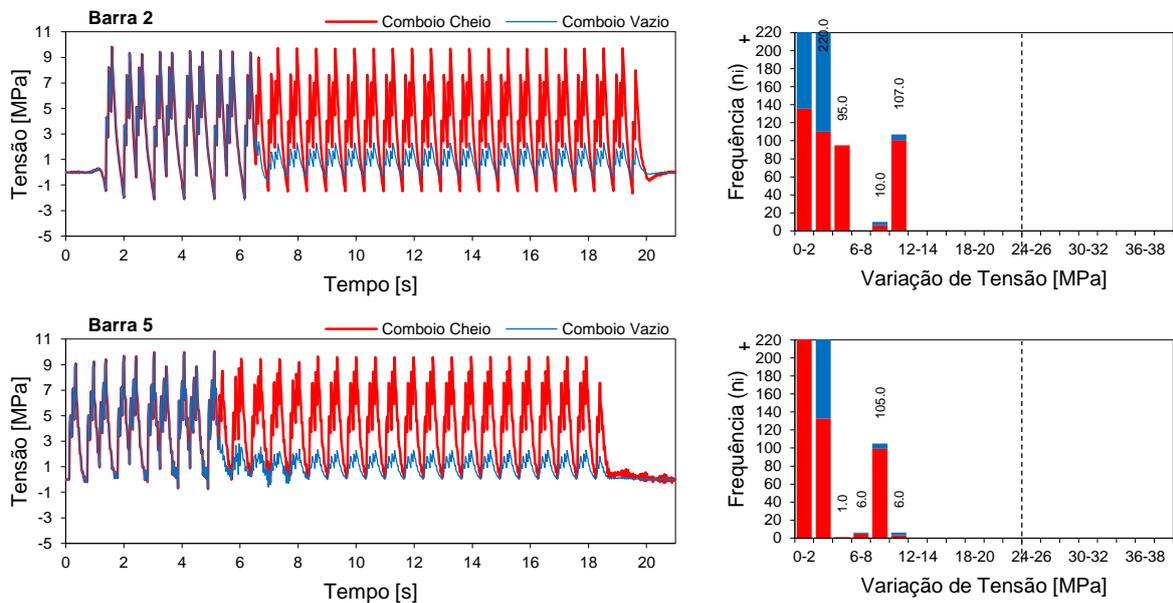


Fig. 13. Historial e espectro de tensões de corte nas barras da viga de 50 m

Quadro 1 – Valores de dano e respetivos anos de falha dos elementos das vigas treliçadas

Barra	Viga de 50 m		Viga de 80 m	
	D_d	Ano de falha	D_d	Ano de falha
1	3,6E-08	+2100	1,2E-08	+2100
2	0	-	6,6E-08	+2100
3	5,3E-08	+2100	0	-
4	61,3E-08	+2100	5,1E-08	+2100
5	335,0E-08	+2100	304,0E-08	+2100

5.3 Ponte Dona Ana: Viadutos

Relativamente ao viaduto de Sena, verificou-se que os tramos com maior nível de dano correspondem aos tramos de 12,10m e 12,50 m, não só por serem os tramos com o maior vão comparativamente aos tramos de 9,70 m, mas também porque permitem apoiar mais um eixo do comboio. Uma vez que os tramos de 12,10 m e 12,50 m apresentam a mesma secção transversal o mais condicionante é o tramo de 12,50 m. Esta questão não se coloca no viaduto de Mutarara visto que todos os tramos têm o mesmo comprimento de vão (20,0 m).

Na Fig. 14 apresentam-se os resultados obtidos para o tramo de 12,50 m do viaduto de Sena e na Fig. 15 para o viaduto de Mutarara. O dano acumulado determinado, resultado da passagem do comboio, é igual a 250,0E-08 para o tramo do viaduto de Sena e 40,0E-08 para o tramo do viaduto de Mutarara, resultando num horizonte para o ano de falha, para ambos os casos, superior ao ano 2100.

Comparando os resultados dos historiais de tensões do tramo de 12,50 m do viaduto de Sena com o tramo do viaduto de Mutarara, pode-se observar que estes apresentam valores máximos de tensões idênticos, próximo dos 45 MPa. No entanto, o tramo do viaduto de Sena apresenta um valor de dano acumulado muito superior. Esta situação resulta do facto do número de eixos acomodados pelo tramo de 12,50 m ser inferior ao do tramo de 20,0 m e consequentemente a variação das tensões é superior sempre que entra ou sai um eixo no tramo menor. Este aspecto pode ser observado comparando os historiais de tensões normais entre os tramos dos dois viadutos, nos quais se verifica que as amplitudes de tensão dos vários ciclos, quer para as locomotivas quer para os vagões, são superiores no caso do tramo do viaduto de Sena (Fig. 14).

Tanto no viaduto de Sena como no de Mutarara as tensões de corte apresentam amplitudes bastante reduzidas, inferiores à tensão limite de truncatura, não provocando por isso em qualquer dano.

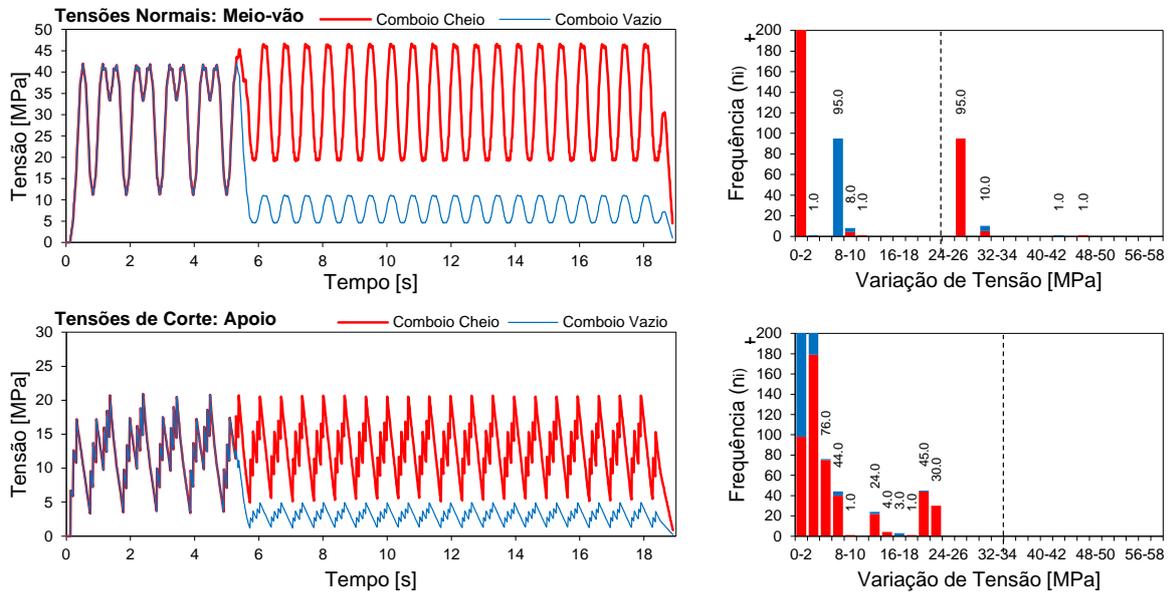


Fig. 14. Historial e espectro de tensões no viaduto de Sena (Sul): tramo 12.50 m

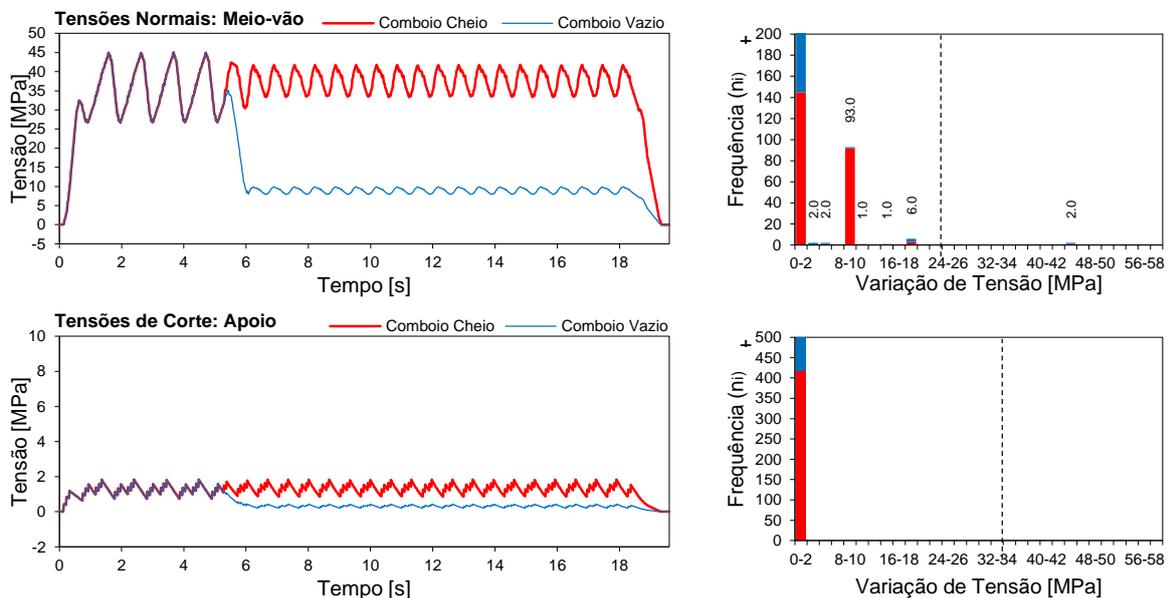


Fig. 15. Historial e espectro de tensões no viaduto de Mutarara (Norte)

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente comunicação teve como propósito a apresentação da análise de verificação da resistência à fadiga da Ponte Dona Ana, inserida na Linha de Sena em Moçambique.

Através da verificação da resistência à fadiga, utilizando o método do dano acumulado, apurou-se que o comportamento das vigas treliçadas é bastante bom, apresentando valores de dano muito reduzidos. Verifica-se que os valores de dano são mais elevados nos elementos transversais visto que estão sujeitos a ciclos de carga dos quais resultam variações de tensão normal mais elevadas do que os restantes elementos da treliça. Verificou-se igualmente que o dano relacionado com tensões de corte é inexistente.

No caso dos viadutos, constituídos por vigas de alma cheia, obtiveram-se valores de dano superiores, aos calculados para os elementos das treliças, devido a maiores variações de tensão. Comparando os dois viadutos, verifica-se que o tramo com vão menor, situado do lado de Sena (12,50 m) apresenta-se um valor de dano acumulado superior ao obtido para o Viaduto de Mutarara (20,0 m), o que se deve ao facto do tramo do Viaduto de Sena permitir acomodar menos eixos do comboio, do que resultam em maiores variações de tensão.

Estes resultados devem-se ao facto das variações de tensão estarem relacionadas com o comprimento do vão e com a distância entre os eixos do comboio.

Por último, através dos resultados obtidos, estima-se que o eventual aparecimento de fendas devidas à ação da fadiga só venha a ocorrer após o ano 2100.

7 REFERÊNCIAS

1. NP EN 1993-1-9, *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-9: Fadiga*. IPQ, 2010.
2. NP EN 1993-2, *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 2: Pontes metálicas*. IPQ, 2009.
3. NP EN 1991-2, *Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 2: Acções de tráfego em Pontes*. IPQ, 2008.
4. Ribeiro, Diogo, *Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*, FEUP, 2004.
5. Coelho, Tiago; Silveira, Paulo, *Avaliação da Resistência à Fadiga em Ponte Metálicas da Linha de Sena, me Moçambique*, Relatório 271/204 – DE/NOE, Lisboa, LNEC, 2014
6. CSI – *SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design*, version 15.1, 2013.
7. Silveira, Paulo; Oliveira, André; *Levantamento geométrico e modelação estrutural da ponte de dona ana, sobre o Rio Zambeze, em Moçambique*, Relatório 123/2012-NOE, Lisboa, LNEC, 2012.
8. Silveira, Paulo; Min, Xu; Oliveira, André; Coelho, Tiago; *Estudo sobre as condições de serviço da ponte ferroviária de Dona Ana, sobre o rio Zambeze, em Moçambique*, Relatório 143/2012 – DE/NOE, Lisboa, LNEC, 2012.
9. NP EN 1992-1-1, *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. IPQ 2010