

ARTIGO REF: 6763

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PONTES DA LINHA DE SENA, EM MOÇAMBIQUE

Paulo Silveira^{1(*)}, Tiago Coelho¹, António Hipólito², Anísio Bainha³

¹Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Lisboa, Portugal

²Mota-Engil Engenharia e Construção - Amarante, Portugal

³Portos e Caminhos de Ferro de Moçambique - Maputo, Moçambique

(*)*Email*: paulo.silveira@lnec.pt

RESUMO

Nesta comunicação apresenta-se o estudo relativo à avaliação da capacidade resistente de pontes da Linha de Sena, em Moçambique, levado a cabo pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), por solicitação da Mota-Engil.

Nas obras analisadas incluem-se diversas pontes com tabuleiro em betão armado e também pontes metálicas, das quais faz parte a Ponte Dona Ana, sobre o Rio Zambeze. Esta ponte foi inaugurada em 1931 e possui um comprimento total de 3677 m, sendo na altura a maior ponte ferroviária de África. A tipologia das obras analisadas é algo diversa, dado que foram construídas em épocas diferentes e também porque alguns dos tabuleiros foram substituídos na sequência de danos severos sofridos, sendo por isso mais recentes. Esta avaliação foi realizada no âmbito das obras de reabilitação da infraestrutura ferroviária da Linha de Sena, destinadas a melhorar as condições de transporte do carvão entre Moatize e o porto da Beira. Nesta avaliação foram tidas em conta as várias soluções alternativas ao porto da Beira, que entretanto foram equacionadas.

Previamente à avaliação da capacidade resistente destas pontes, o LNEC efetuou a inspeção destas estruturas e também o levantamento da sua geometria. Os dados obtidos pelo LNEC, juntamente com os dados recolhidos nas inspeções efetuadas por técnicos da Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas, permitiram efetuar a modelação e a verificação da segurança estrutural destas obras, tendo em conta o tráfego que circula e circulou sobre a ponte e também aquele que se prevê que venha a circular. No caso das pontes metálicas, este estudo incluiu a avaliação da resistência à fadiga pelo método do dano acumulado, tendo-se definido as categorias de pormenor mais adequadas e simulado a passagem de comboios reais de modo a poder estimar os anos em que eventualmente poderão começar a surgir danos devidos a este fenómeno, a fim de procurar garantir que a sua deteção e correção são efetuadas atempadamente. Relativamente às pontes de betão armado, dada a inexistência de dados quanto às armaduras existentes nos diversos tabuleiros, efetuou-se uma comparação entre as armaduras necessárias para resistir às solicitações previstas e as armaduras existentes em elementos de tabuleiros de pontes desta linha que se encontravam destruídas, caídas no solo.

1. INTRODUÇÃO

Por solicitação da Mota-Engil Ferrovias, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) efetuou a avaliação da capacidade resistente de pontes da linha de Sena, em Moçambique, no âmbito da reabilitação desta linha.

Neste estudo foram tidas em conta as tipologias e a época de construção das pontes, uma vez que foram avaliadas obras inseridas em troços com datas de construção significativamente diferentes. Foram também considerados os aspetos relacionados com as alternativas possíveis ao porto da Beira e a necessidade de utilização de material circulante mais pesado nalguns dos troços correspondentes a trajetos alternativos possíveis.

Este estudo foi faseado e inicialmente destinava-se à avaliação do comportamento estrutural da ponte Dona Ana, tendo, para tal, sido efetuado o seu levantamento geométrico, assim como dos respetivos viadutos de acesso. Procedeu-se igualmente à sua modelação estrutural, realizou-se a sua inspeção e fez-se um ensaio de carga para validar os modelos desenvolvidos.

Foram igualmente realizados trabalhos de inspeção noutras pontes da linha de Sena, durante os quais se aproveitou para efetuar o seu levantamento geométrico, o que permitiu fazer a modelação estrutural destas obras e a posterior avaliação da sua capacidade resistente (Silveira e Oliveira, 2012, Oliveira et al., 2012).

Para as pontes situadas entre Nangue e Mutarara, avaliou-se a sua capacidade para receberem comboios com 20,5 tf/eixo (Silveira et al., 2012, Silveira e Coelho, 2014), enquanto para as pontes localizadas entre Mutarara e Moatize a avaliação da capacidade resistente foi efetuada para comboios de 26tf/eixo (Silveira et al., 2016). Para efetuar esta avaliação foram tidos em conta os elementos recolhidos pelo LNEC e também os obtidos durante as inspeções efetuadas por técnicos da Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas.

Nos estudos realizados foi considerado o problema da fadiga nas pontes metálicas e também o volume de tráfego que já circulou nesta linha e o previsto para o futuro.

2. PERSPECTIVA HISTÓRICA

A linha de Sena sofreu algumas ampliações e modificações do traçado desde a sua entrada em serviço, sendo por isso a configuração atual bastante diferente da inicial. Em consequência de existirem vários períodos de construção, podem encontrar-se diferentes soluções estruturais para as obras de arte analisadas.

Inicialmente a linha de Sena era composta por um troço, com 29 km, entre a Beira e o Dondo a que se seguia um troço, com 253 km, entre o Dondo e Murraça, cuja construção começou em 1919 e foi aberto à exploração em 1 de julho de 1922, pela Trans-Zambezia Railway Company Ltd.

Na margem norte do Zambeze existiam duas linhas, a primeira, foi construída entre 1913 e 1915, ligava Chindio a Port Herald, na Niassalândia, tinha 98 km de extensão e pertencia à Central Africa Railway, a segunda ligava Port Herald a Blantyre, tinha 182 km e pertencia à Shire Highlands Railway, Nyassaland Ltd. A fusão destas duas companhias deu origem a Nyassaland Railways Ltd.

A estação de Chindio, localizava-se na margem norte do Zambeze e era término da Central Africa Railway Company Ltd.. Na margem sul deste rio e em frente a Chindio situava-se a estação de Murraça, terminus da Trans-Zambezia Railway. A ligação entre as duas estações era feita por ferry, o que por si só, constituía um estrangulamento à circulação. Esta situação era agravada pelas dificuldades crescentes com que se efetuava a navegação entre estas duas povoações, dificultando progressivamente o acesso ao porto da Beira, quer do distrito de Mutarara, quer da Niassalândia. Esta circunstância obrigou à construção de uma ponte ferroviária para efetuar a travessia do rio, e com base nos estudos efetuados para definir a localização da nova ponte, conclui-se que esta se deveria situar entre Sena e Mutarara, junto à

povoação de Dona Ana, o que obrigou a prolongar a linha da margem sul, entre Murraça e Sena e também a construir, na margem norte, um ramal, com 39 km de extensão entre Baué e Mutarara (Figura 1).

(imagem extraída de The Longest Bridge in the World)

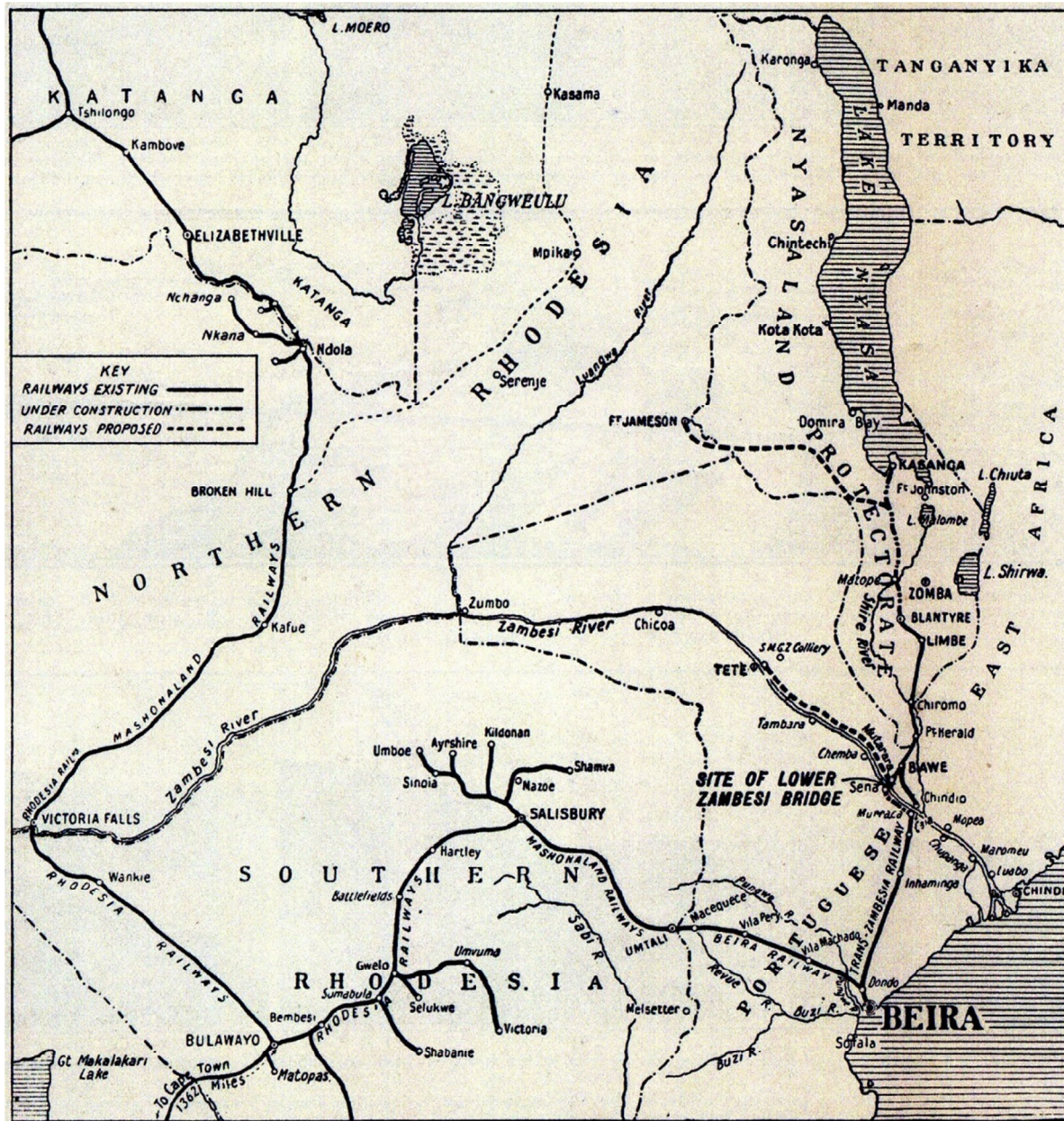


Fig. 1 -. Rede ferroviária com ligação ao porto da Beira em 1930

A construção da ponte de Dona Ana iniciou-se em 1930 (Figura 2) e a sua entrada em serviço ocorreu em 14 de janeiro de 1935, após o que, o ramal Baué-Chindio foi abandonado.

Também na zona mineira de Tete se verificavam dificuldades no escoamento do carvão, que inicialmente se fazia por um troço de 25 km de caminho de ferro até Benga, na margem norte do Zambeze, seguindo depois por barçaça. Esta situação constituía um constrangimento à produção mineira que até 1936 não excedia as 8.000 toneladas. Por este motivo decidiu-se fazer uma linha que ligasse Moatize a Mutarara, onde a ponte de Dona Ana permitiria a travessia do Zambeze. Esta linha começou a ser construída em 1939 e foi inaugurada em 29

de julho de 1949. O impacto que teve na exploração das minas de carvão foi notório, tendo a produção passado para 200.000 toneladas em 1956 e 320.000 toneladas em 1961.

A seguir à independência de Moçambique a circulação na linha de Sena sofreu diversas interrupções, devido a atos com explosivos, tendo a ponte de Dona Ana sido adaptada para satisfazer unicamente a circulação rodoviária em 1995. Entre 2006 e 2009 esta ponte foi reabilitada, tendo regressado ao tráfego ferroviário.

(imagem existente no ANTT)



Fig. 2 - Construção da ponte de Dona Ana

3. PONTES AVALIADAS

Do conjunto das obras estudadas fazem parte dez tabuleiros em estrutura metálica (tipo M), quer em viga treliçada, quer em viga de alma cheia e vinte e oito tabuleiros em betão armado, sendo que os tabuleiros de betão armado possuem os seguintes quatro tipos de tipologia:

- Tabuleiros do tipo “B” - Existem quatro obras que possuem cerca de 5,60 m de largura e são constituídas por uma laje suportada por duas vigas laterais, carlingas e longarinas. As vigas principais possuem esquadros nas zonas de apoio. Nas vigas principais apoiam-se carlingas que, por sua vez, suportam as longarinas existentes sob os carris.
- Tabuleiros do tipo “B1” - Existem duas obras que possuem cerca de 4,70 m de largura e são constituídas por uma laje suportada por duas vigas, formando um duplo “T”.
- Tabuleiros do tipo “B2” - Existem dezasseis obras que possuem cerca de 3,00 m de largura e são constituídas por uma laje suportada por duas vigas, formando um duplo

“T”. Neste grupo podem definir-se quatro subgrupos em função da dimensão dos seus vãos. Estes subgrupos são o B2:8, o B2:10, o B2:13 e o B2:15 e reúnem as pontes com vãos respetivamente compreendidos entre 8 e 9 metros, 10 e 11 metros, 13 e 14 metros e 15 e 16 metros.

- Tabuleiros do tipo “B3” - Existem seis obras que possuem cerca de 4,80 m de largura e são constituídas por uma laje suportada por duas vigas laterais, carlingas e longarinas. As vigas principais possuem altura constante. Nas vigas principais apoiam-se as carlingas que suportam as longarinas existentes sob os carris.

Na Tabela 1 indicam-se as obras estudadas e a respetiva tipologia.

Tabela 1 - Obras estudadas

Obra	km	Tipol.	Tramos (m)	Obra	km	Tipol.	Tramos (m)
Ponte 1	228 + 600	M	5 × 28,00	Ponte 19	353 + 810	B	2 × 21
Ponte 2	283 + 530	M	4 × 13,35	Ponte 20	357 + 480	B2:13	13,25
Ponte 3	288 + 610	M	48 × 9,70 + 7 × 12,09 + 12,85	Ponte 21	368 + 630	B3	16,00
		M	7 × 50,29 + 33 × 80,01	Ponte 22	373 + 850	B3	16,00
		M	6 × 20,27	Ponte 24	383 + 150	B2:10	10,65
Ponte 4	300 + 620	B1	13,07 + 11,75	Ponte 25	387 + 450	B2:8	8,60
Ponte 5	306 + 750	B3	16,00	Ponte 26	391 + 400	B2:10	10,55
Ponte 6	311 + 750	B3	16,00	Ponte 27	392 + 900	B2:13	13,23
Ponte 7	314 + 150	B3	16,00	Ponte 28	409 + 720	B2:13	13,14
Ponte 8	317 + 850	B2:10	10,58	Ponte 29	412 + 460	M	12,68+ 14,49
Ponte 9	321 + 390	B2:8	8,17	Ponte 31	413 + 430	M	10,77
Ponte 10	323 + 810	B	2 × 21	Ponte 32	418 + 330	B1	4 × 15,70
Ponte 11	326 + 210	B2:8	8,16	Ponte 33	427 + 500	B2:13	13,25
Ponte 12	326 + 860	B2:13	13,24	Ponte 34	428 + 720	B2:10	10,44
Ponte 13	330 + 360	B3	16,00	Ponte 35	433 + 800	M	1,45 + 14,10 + 4,52
Ponte 14	333 + 300	B	2 × 21	Ponte 36	435 + 800	M	19,05
Ponte 15	337 + 850	B2:13	13,42	Ponte 37	451 + 400	M	13,50 + 13,19 + 13,16 + 13,20
Ponte 16	343 + 420	B	2 × 21 + 2 × 21	Ponte 38	460 + 940	M	8,07
Ponte 17	346 + 100	B2:8	8,18	Ponte 39	462 + 200	B2:15	15,90
Ponte 18	349 + 400	B2:8	8,15	Ponte 40	504 + 560	M	15,67

Os nomes utilizados para referenciar as diversas pontes são os indicados no relatório “Condições Técnicas e Elementos de Projecto. Inspeção de Pontes. Tomo 3/4, Vol. 2/4.

Relatórios de Inspeção Edgar-Cardoso” elaborado em 2013, excetuando-se o pontão correspondente à Ponte 3 que foi substituído, nesta lista, pela ponte Dona Ana.

Para ilustrar o tipo de informação recolhida durante as inspeções efetuadas, apresenta-se da Figura 3 à Figura 7 imagens e desenhos esquemáticos das pontes de betão da tipologia B.



Fig. 3 - Ponte 14: km 333 + 300



Fig. 4 - Ponte 16: km 343 + 420

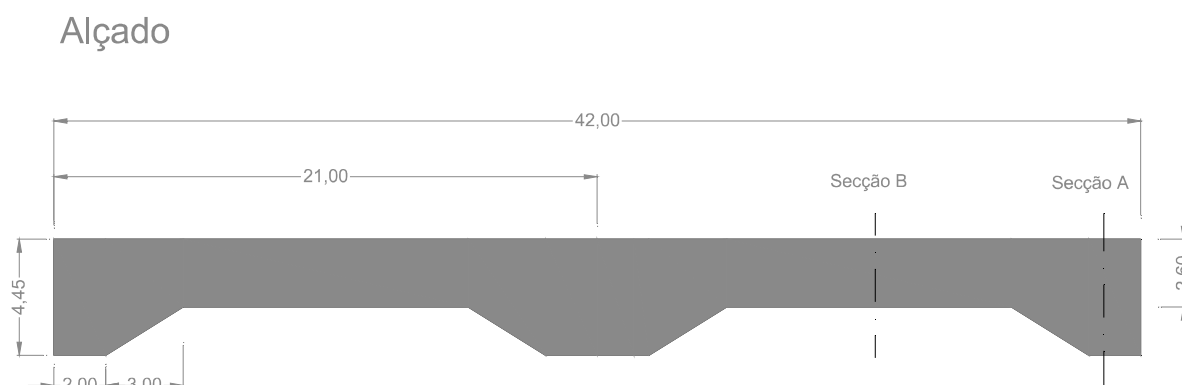


Fig. 5 - Alçado das pontes da tipologia B

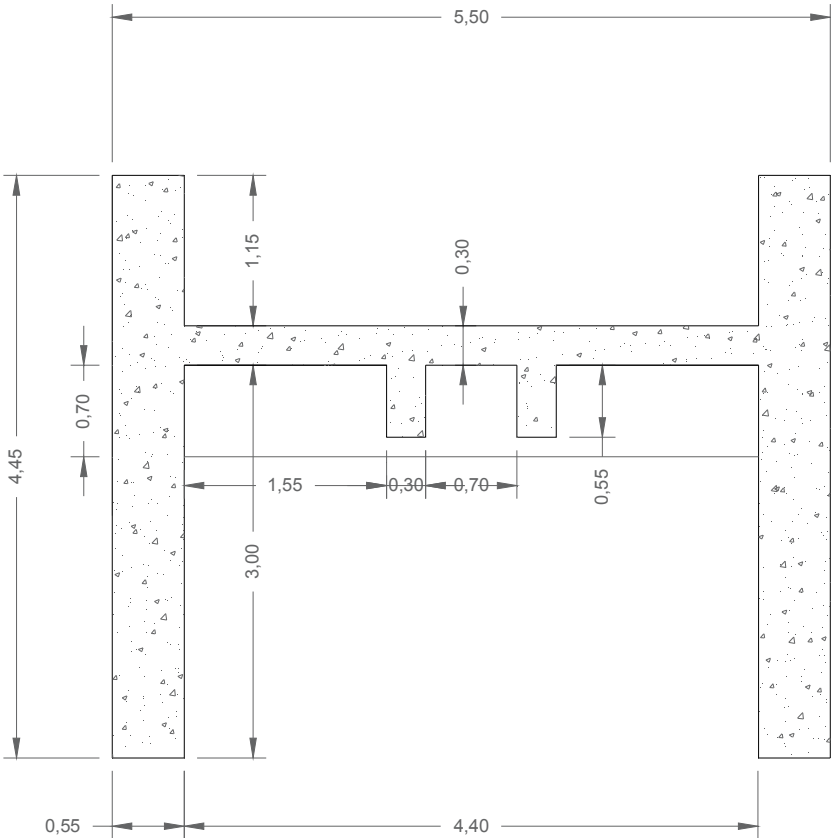


Fig. 6 - Secção A das pontes da tipologia B

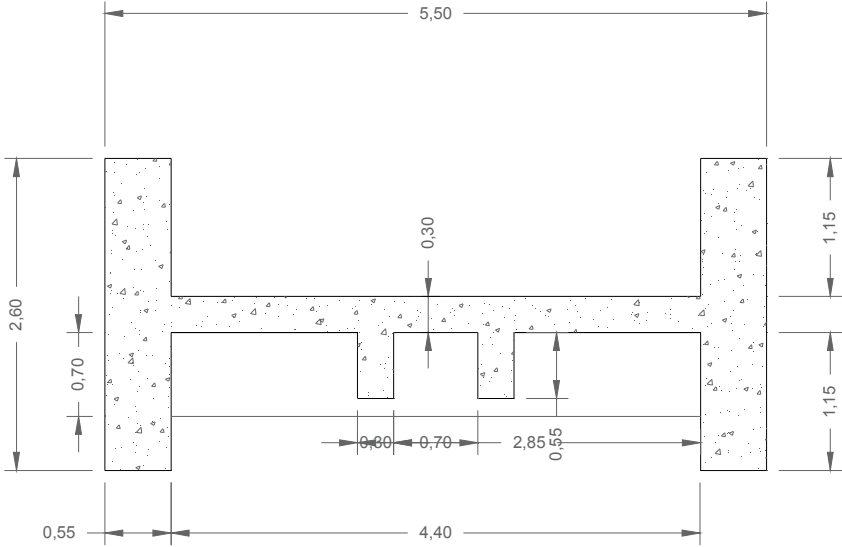


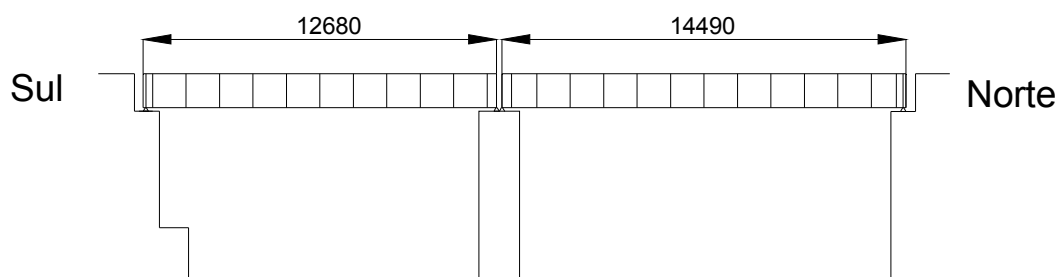
Fig. 7 - Secção B das pontes da tipologia B

Apresenta-se igualmente, a título de exemplo, na Fig e na Fig informação respeitante a uma ponte metálica.



Fig. 8 - Alçado este da Ponte 29: km 416+460

Alçado:



Secção Transversal:

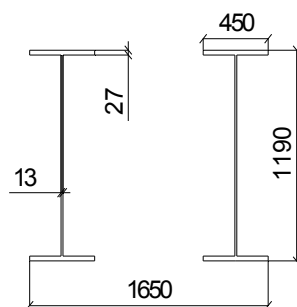


Fig. 9 - Características geométricas da Ponte 29

3.1 Inspeção de pontes

Na Tabela 2 apresenta-se a relação das obras inspecionadas pelo LNEC.

Tabela 2 - Obras de arte inspecionadas

PK	Troço/ Estação	Tipo	Comp. (m)	Latitude	Longitude
228+600	Nangue - Caia	Metálica	140,7	17°51'22.36"S	35°20'01.70"E
283+530	Magagade - Sena	Metálica	53,9	17°29'15.33"S	35°02'43.21"E
288+610	Sena-Mutarara	Metálica	3677,2	17°26'48,92"S	35°02'00,38"E
323+810	Chavundira - Sinjal	Betão	42,0	17°10'31.58"S	34°58'31.11"E
333+300	Chavundira - Sinjal	Betão	41,9	17°05'56.91"S	34°56'19.29"E
343+420	Sinjal - Mapangali	Betão	84,0	17°01'02.24"S	34°54'28.43"E
353+810	Sinjal - Mapangali	Betão	41,8	16°55'47.52"S	34°52'44.66"E
412+460	Doa - Chueza	Metálica	27,2	16°31'39.50"S	34°32'56.43"E
418+330	Chueza - Mecito	Betão	62,9	16°30'03.37"S	34°30'34.39"E
433+800	Chueza - Mecito	Metálica	20,1	16°24'53.99"S	34°24'49.71"E
435+800	Chueza - Mecito	Metálica	19,1	16°24'24.18"S	34°23'55.29"E
451+400	Mecito - Necungas	Metálica	53,3	16°17'02.35"S	34°20'04.74"E
460+940	Mecito - Necungas	Metálica	8,7	16°12'43.68"S	34°17'09.25"E
504+560	Cambulatsisse - Cateme	Metálica	15,7	16°01'27.38"S	34°04'02.34"E

Nos sistemas de gestão de obras de arte é usual classificar-se o Estado de Manutenção e o Estado de Conservação, com a finalidade de se definir, em função destas classificações e do orçamento disponível, as prioridades de intervenção nas diversas obras. Essas intervenções poderão consistir em trabalhos de manutenção, ou de reparação, em função da gravidade e das consequências que as anomalias ou deficiências detetadas possam ter, quer para a segurança ou durabilidade da obra, quer para a segurança do tráfego.

A classificação do Estado de Manutenção de uma obra, ou dos seus componentes, corresponde à avaliação de situações que, a médio ou longo prazo, possam ter consequências negativas para a durabilidade dessa obra, dos seus materiais ou equipamentos.

Assim o Estado de Manutenção está associado aos danos menos relevantes, cuja correção poderá ser conseguida no âmbito de Trabalhos de Manutenção. Este tipo de trabalhos não requer um projeto de execução, por não perturbar o tráfego, não necessitar de mão-de-obra especializada, nem exigir equipamentos especiais.

A classificação do Estado de Conservação de uma obra ou dos seus componentes corresponde à avaliação de situações que, a curto ou médio prazo, possam ter consequências graves, para a segurança estrutural da obra, para a segurança do tráfego, ou ainda das quais resultem danos, cuja correção não atempada possa ter como consequência custos muito elevados.

O Estado de Conservação está portanto associado aos danos mais graves, cuja correção poderá ser conseguida no âmbito de Trabalhos de Reparação. Este tipo de trabalhos requer um projeto de execução, não só porque exige bastantes recursos, designadamente, de equipamentos, mão-de-obra especializada ou materiais, mas também porque pode interferir com o tráfego.

As inspeções realizadas permitiram efetuar a atribuição dos estados de manutenção e de conservação às obras e possibilitaram ainda definir os trabalhos de manutenção e de reparação necessários.

3.2 Modelação estrutural

Para a determinação dos esforços atuantes nos tabuleiros foi utilizado o programa SAP2000, tendo as estruturas sido modeladas de acordo com as suas características geométricas e materiais constituintes.

A modelação estrutural da Ponte Dona Ana e respetivos viadutos de acesso foi efetuada com base nos dados recolhidos num estudo anteriormente efetuado pelo LNEC. Nesse estudo efetuou-se o levantamento geométrico e a posterior calibração dos modelos estruturais através dos resultados obtidos em ensaios de carga (Silveira et al., 2012). Na modelação desta ponte foram utilizados elementos de barra e elementos de casca.

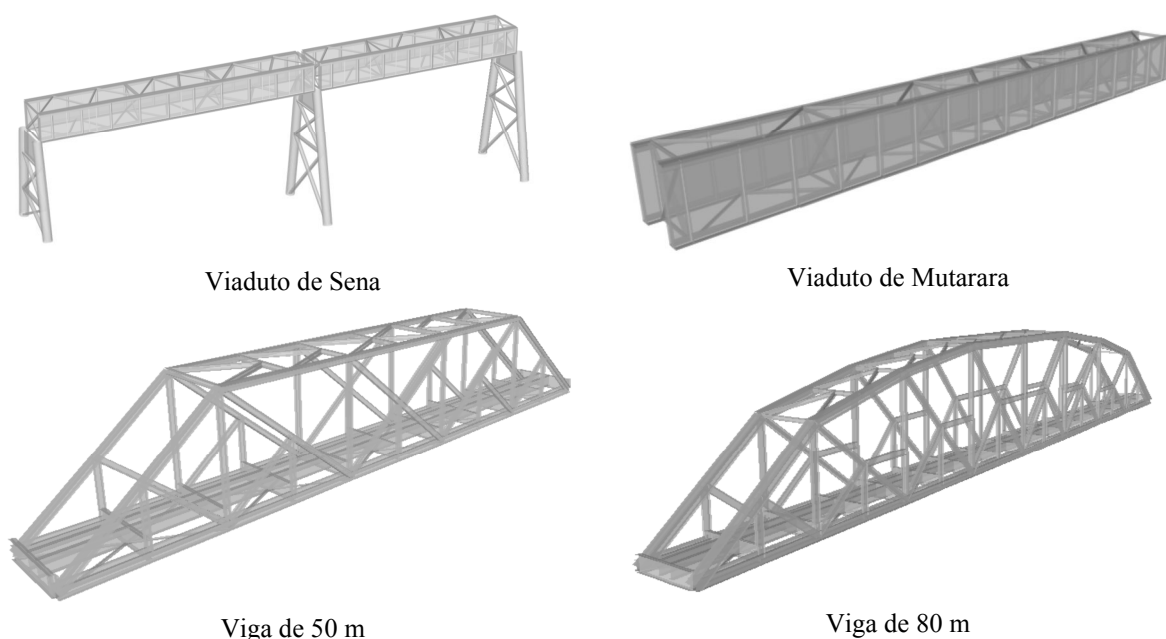


Fig. 10 - Desenhos dos modelos de elementos finitos de tramos da Ponte Dona Ana

No que respeita às restantes pontes metálicas, os vários modelos foram construídos com base nos levantamentos geométricos realizados, durante as respetivas inspeções (Silveira, P., Oliveira, A., 2012, Edgar Cardoso - Laboratório de Estruturas, 2013). Apresenta-se na Figura 11 um desenho do modelo desenvolvido para a ponte do km 451+400.

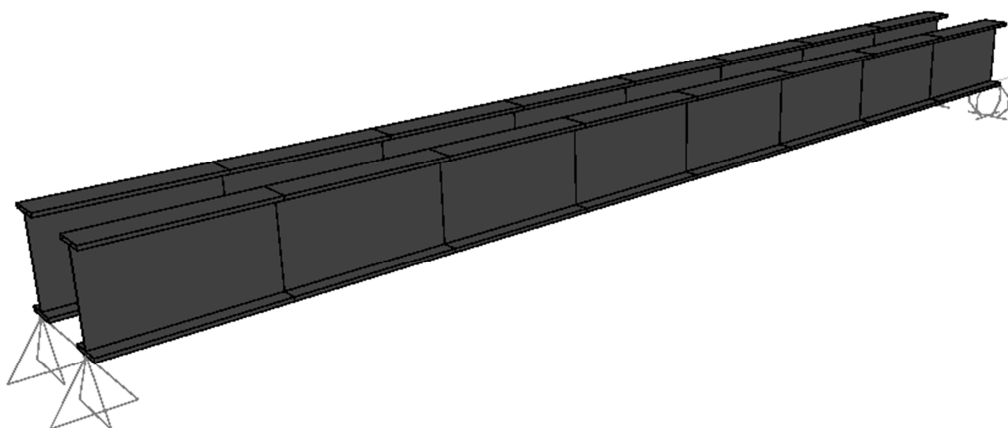


Fig. 11 - Desenho do modelo de elementos finitos da ponte do km 451+400

Os tabuleiros de betão das tipologias B e B3 foram modelados como uma laje suportada por uma grelha e os tabuleiros das tipologias B1 e B2 como uma viga simplesmente apoiada. No caso destas duas últimas tipologias, em vez da secção em duplo “T”, adotou-se uma secção em “T” equivalente, com alma com espessura dupla das almas das secções originais.

Nas secções da tipologia B1 não se incluiu o passeio na secção resistente, tendo sido apenas considerado como carga permanente.

Da Figura 12 à Figura 15 apresentam-se desenhos dos modelos elaborados para as pontes de betão.

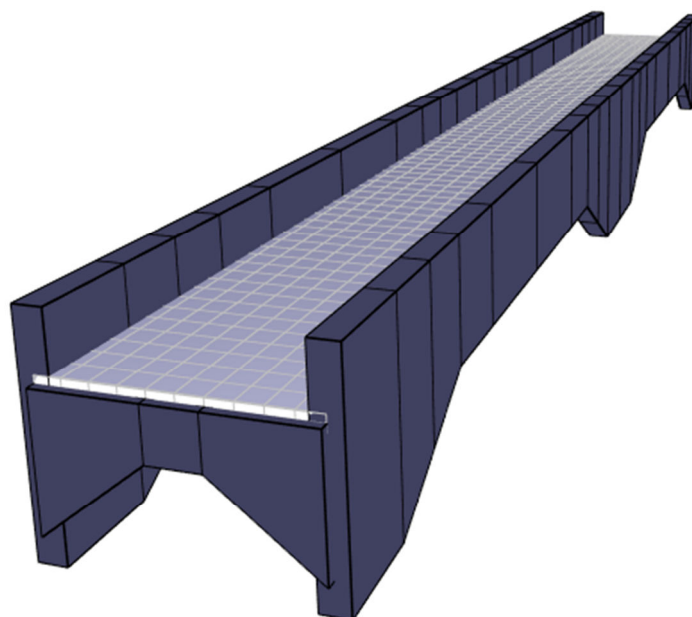


Fig. 12 - Desenho do modelo estrutural das pontes da tipologia B

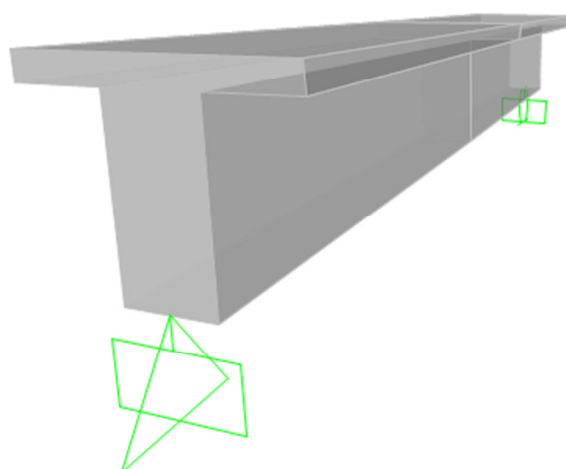


Fig. 13 - Desenho do modelo estrutural da ponte da tipologia B1:15

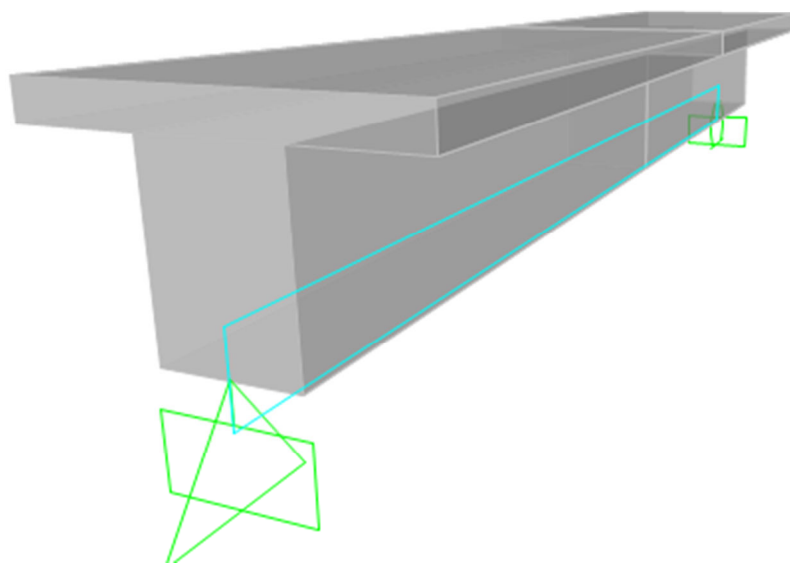


Fig. 14 - Desenho do modelo estrutural da ponte da tipologia B2:13

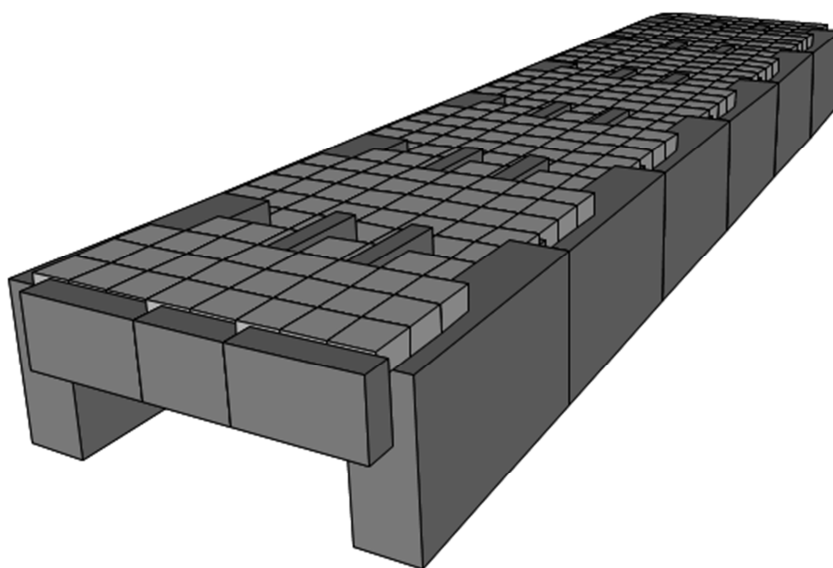


Fig. 15 - Desenho do modelo estrutural das pontes da tipologia B3

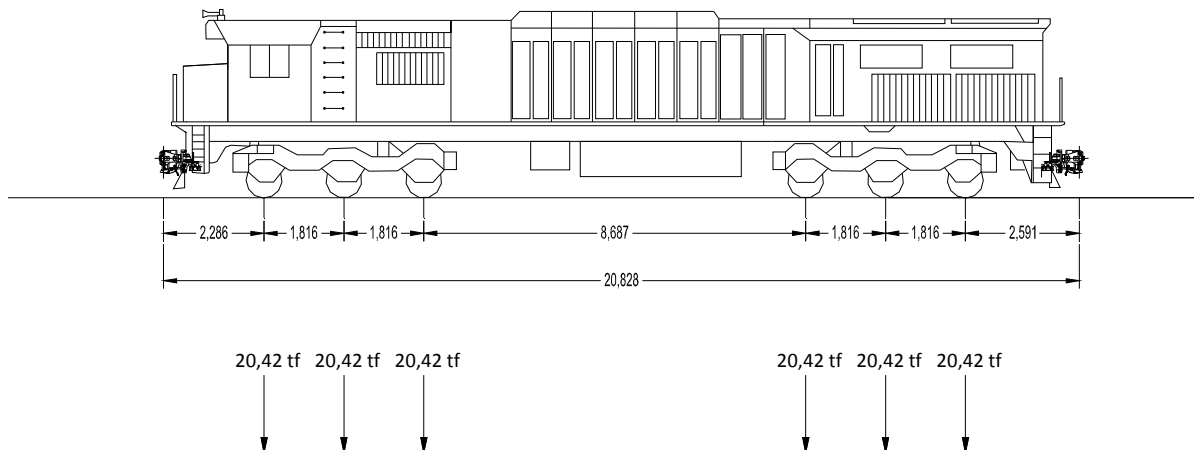
3.3 Ensaio de carga da ponte Dona Ana

Para aferir os modelos de elementos finitos desenvolvidos para a ponte Dona Ana foi efetuado o ensaio dos vários tramos tipo desta ponte, designadamente tramos dos viadutos de acesso Norte e Sul e das vigas treliçadas de 80 m e de 50 m.

Como cargas de ensaio utilizaram-se os comboios que se encontravam a transportar carvão, entre as minas de Moatize e o porto da Beira (Figura 16).

Locomotiva GE GT26 - CU2

Peso total: 122,5 tf



Par de vagões HL6

Peso carregado: 82 tf

Peso vazio: 19 tf

Volume: 70,9m³

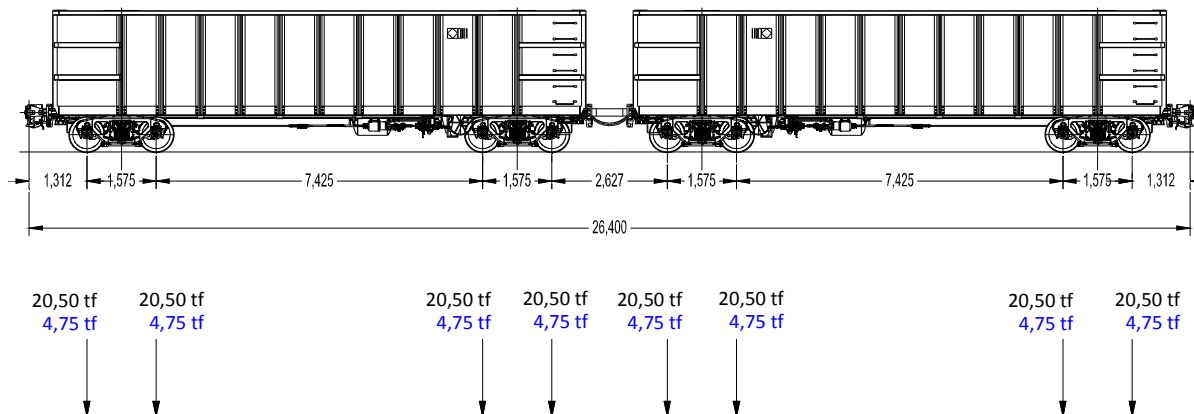


Fig. 16 - Definição geométrica dos comboios utilizados nos ensaios

Estes comboios eram formados por duas ou três locomotivas GE GT 26 - CU2 e por pares de vagões HL6. Nos diversos ensaios, utilizaram-se diferentes geometrias de acoplamento das locomotivas, tendo-se também utilizado, quer vagões carregados, quer vagões vazios.

O peso total e por eixo das locomotivas GE GT 26 é, respetivamente, de 122,5 tf e 20,42 tf. Os vagões HL6 têm um peso total de 82 tf, quando carregados e de 19 tf, quando vazios, sendo o seu volume de carga 70,9 m³. Dado que estes vagões têm quatro eixos, o peso por eixo, quando carregados, é de 20,5 tf e de 4,75 tf quando vazios.

Durante os ensaios mediram-se deslocamentos verticais em diversas secções, com recurso a transdutores de deslocamentos potenciométricos (Figura 17 e Figura 18) e também por meio de um sistema de nivelamento hidrostático (Figura 19). Este sistema permite avaliar os deslocamentos verticais a partir das variações da pressão associadas às alterações de cota. O sistema instalado incluía uma célula de pressão em cada ponto de medida e um depósito sobre um dos apoios, junto ao qual estava instalada a célula de referência.

Os transdutores utilizados na medição de deslocamentos verticais do tabuleiro foram ligados a uma subunidade de aquisição destinada, não só à sua leitura, mas também ao armazenamento dos valores com eles obtidos (Figura 20). Esta subunidade de aquisição vulgarmente designada data logger era programada e controlada a partir de um computador portátil (Figura 21).

A cadência de aquisição utilizada foi de uma leitura por segundo, para todos os aparelhos, o que corresponde à velocidade máxima permitida por este tipo de *data logger*.

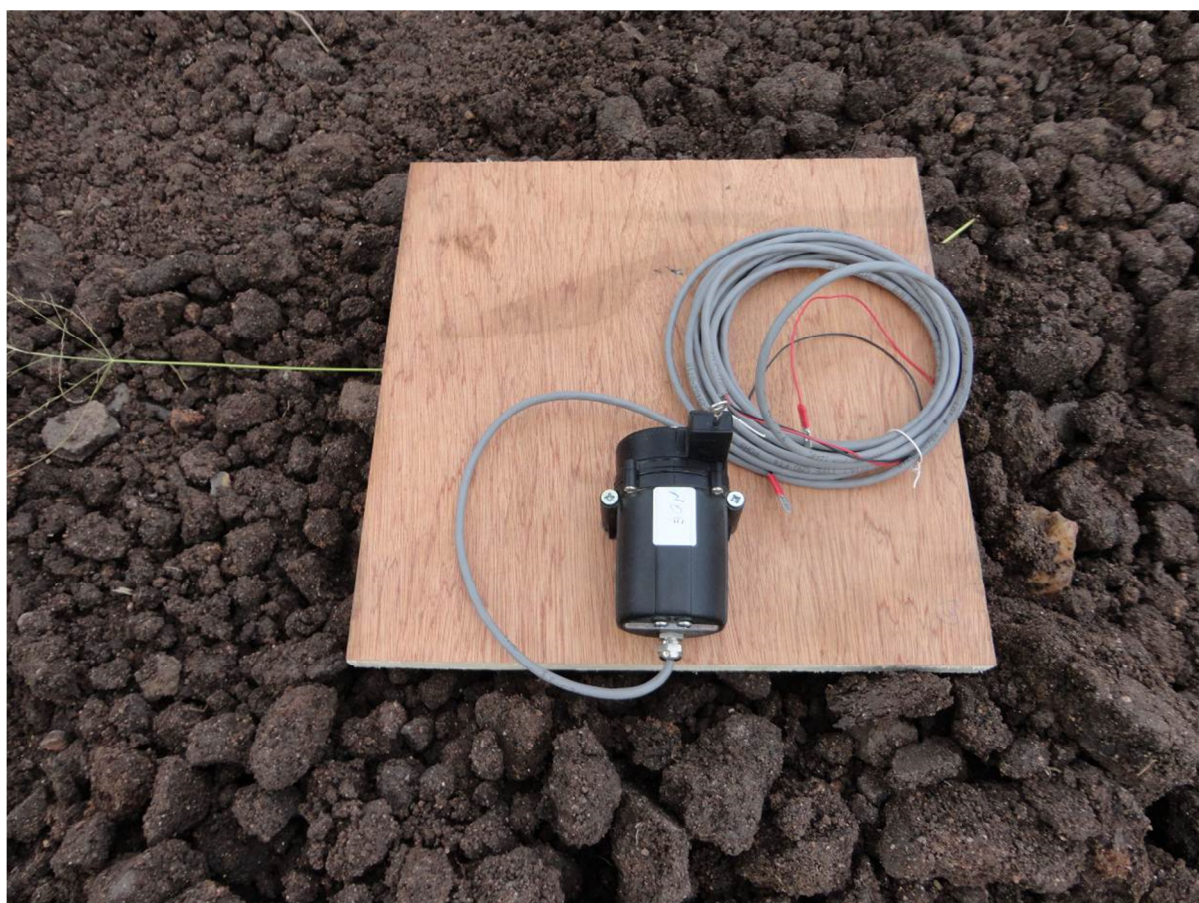


Fig. 17 - Defletómetro potenciométrico



Fig. 18 - Montagem com defletómetros potenciométricos



Fig. 19 - Fase de montagem do sistema de nivelamento hidrostático



Fig. 20 - Data logger utilizado



Fig. 21 - Sistema de aquisição utilizado

Apresentam-se seguidamente alguns resultados obtidos nos ensaios de carga, quer do Viaduto de Mutarara, quer de um tramo de 80 m da ponte propriamente dita.

Durante o ensaio do viaduto de Mutarara o comboio circulava no sentido Beira-Moatize e era composto por duas locomotivas, dispostas costas com costas e por vagões HL6 vazios.

Durante o ensaio deste viaduto foram executadas 9 posições de carga e ensaiaram-se os três primeiros tramos contados a partir do encontro norte. O comprimento destes tramos é de 20,00m.

As posições de carga efetuadas encontram-se esquematizadas na Figura 22.

Na Tabela 3 resumem-se os valores das flechas medidas no ensaio do viaduto de Mutarara.

Nas posições de carga correspondentes à entrada da primeira locomotiva no tramo, as cargas eram aplicadas apenas pelos três primeiros eixos. Nestas posições as flechas máximas medidas foram de 5,5 mm. Quando a locomotiva avançava para o tramo seguinte, no tramo anterior estacionavam seis eixos (três de cada locomotiva), pelo que, foi nessas situações que se registaram as flechas máximas (7,9 mm).

Da leitura da Tabela 3 pode verificar-se que existe uma boa concordância entre os valores medidos e os valores calculados através do modelo numérico.

Na Fig apresentam-se os desenhos das deformadas calculadas da estrutura, para as posições de carga 7 a 9. Nestes desenhos representam-se igualmente os valores dos deslocamentos verticais medidos durante o ensaio, de modo a facilitar a comparação entre os valores medidos e calculados.

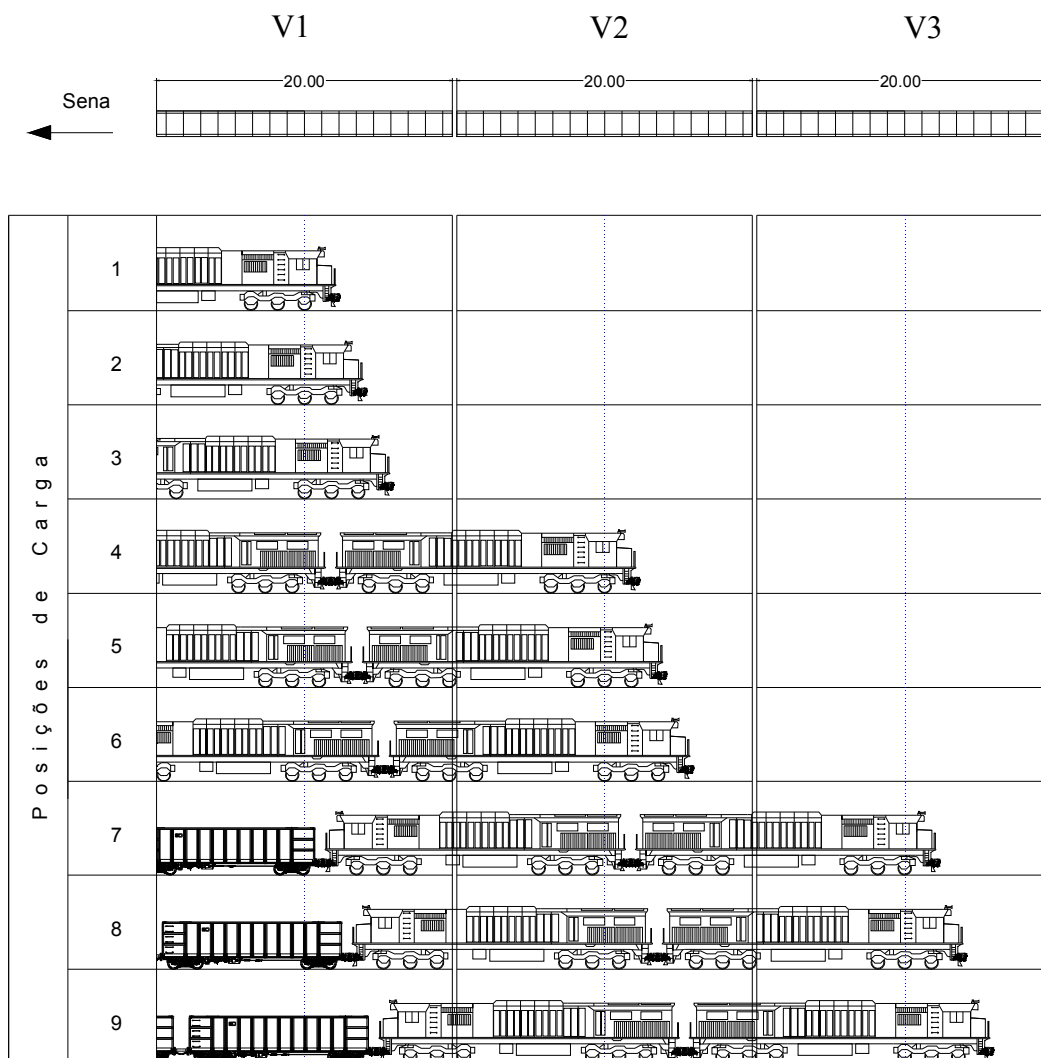


Fig. 22 - Posições de carga no viaduto de Mutarara

Tabela 3 - Valores médios dos deslocamentos verticais no viaduto de Mutarara (mm)

Posição de Carga	Vão V1		Vão V2		Vão V3	
	Med.	Cal.	Med.	Cal.	Med.	Cal.
P1	4.9	5.2				
P2	5.3	5.5				
P3	5.5	5.5				
P4	7.9	7.9	4.7	5.2		
P5	7.1	7.1	5.2	5.5		
P6	6.0	6.1	5.3	5.5		
P7	4.6	4.6	7.6	7.9	4.5	5.2
P8	3.6	3.6	7.0	7.1	4.9	5.5
P9	2.6	2.5	6.1	6.1	5.0	5.5

CONVENÇÃO: + descida; - subida

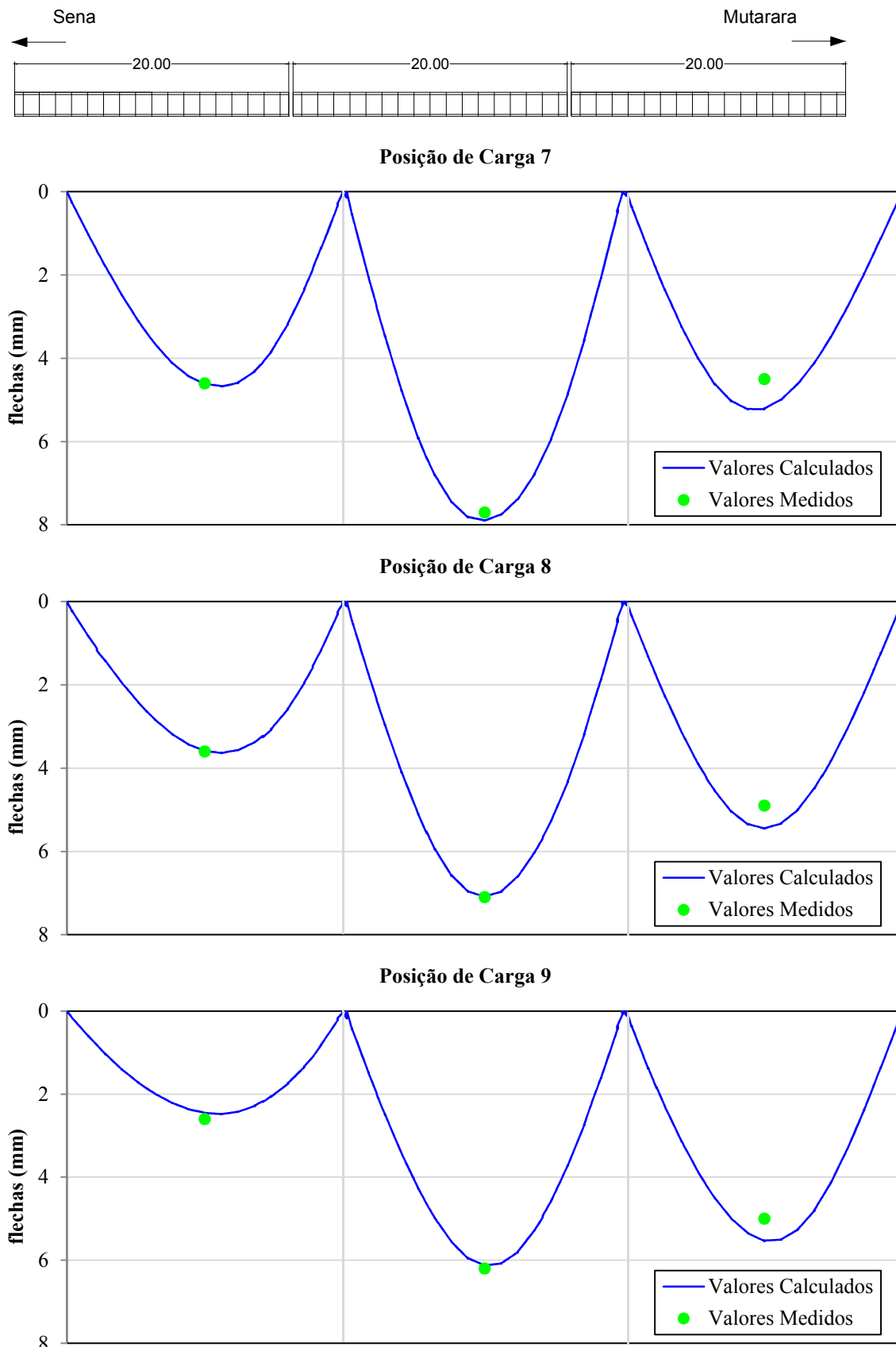


Fig. 23 - Viaduto de Mutarara: Gráfico dos resultados relativos às posições de carga 7 a 9

Durante o ensaio da viga treliçada com 80 m de vão o comboio circulava no sentido Beira-Moatize e era composto por duas locomotivas, dispostas no sentido do movimento e por vagões HL6 vazios.

Durante o ensaio desta viga foram executadas 8 posições de carga e ensaiou-se o primeiro tramo de 80 m contado a partir de sul.

Na Figura 24 encontram-se esquematizadas as posições de carga efetuadas durante o ensaio e na Tabela 4 os valores medidos durante os ensaios.

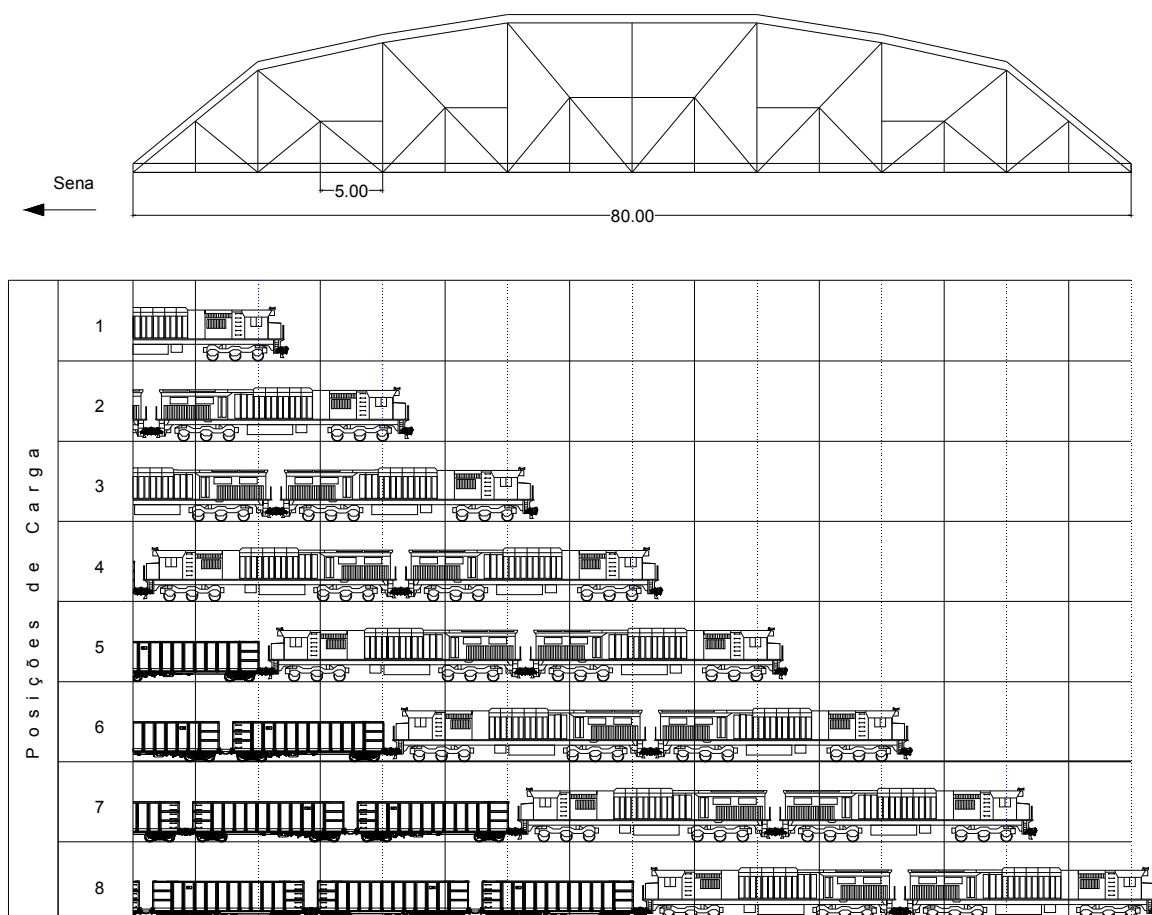


Fig. 24 - Posições de carga da viga treliçada com 80m de vão

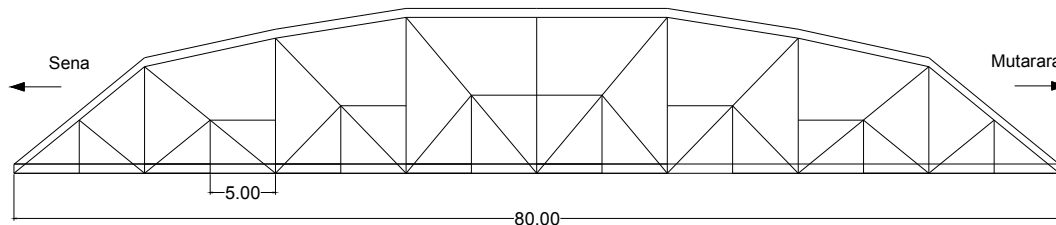
Da leitura da Tabela 4 pode verificar-se que existe uma boa concordância entre os valores medidos e os valores calculados.

Dado que os vagões utilizados durante o ensaio se encontravam vazios, as deformações verticais máximas foram registadas durante as Posições de Carga 5, 6, e 7, respetivamente, para o quarto de vão sul, para o meio vão e para o quarto de vão norte, situações em que as locomotivas se encontrava mais próximas dessas secções, e não na Posição de Carga 8, quando o tabuleiro estava completamente preenchido por material circulante.

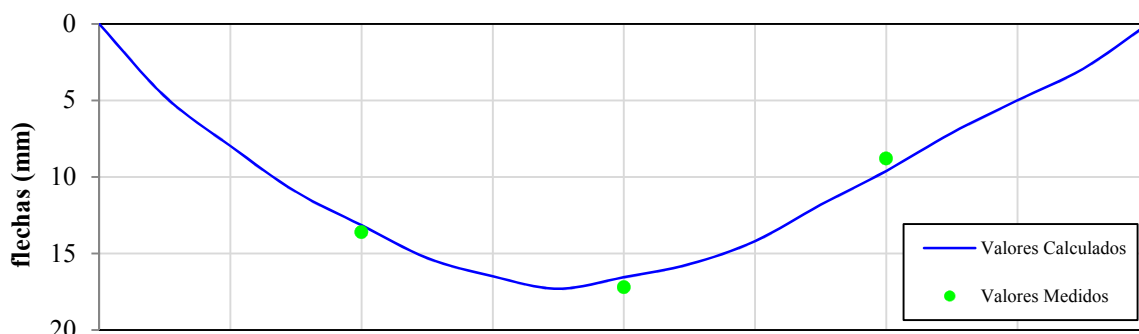
Os valores máximos registados para os deslocamentos verticais no quarto de vão sul, no meio vão e no quarto de vão norte foram, respetivamente, de 13,6 mm, 19,5 mm e 14,6 mm.

Na Fig apresentam-se os desenhos das deformadas calculadas da estrutura, para as posições de carga 5 a 7. Nestes desenhos representam-se igualmente os valores dos deslocamentos

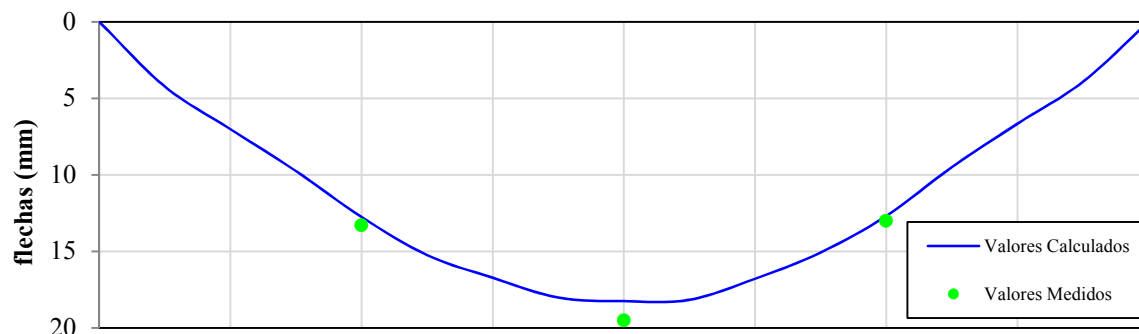
verticais medidos durante o ensaio, de modo a facilitar a comparação entre os valores medidos e calculados.



Posição de Carga 5



Posição de Carga 6



Posição de Carga 7

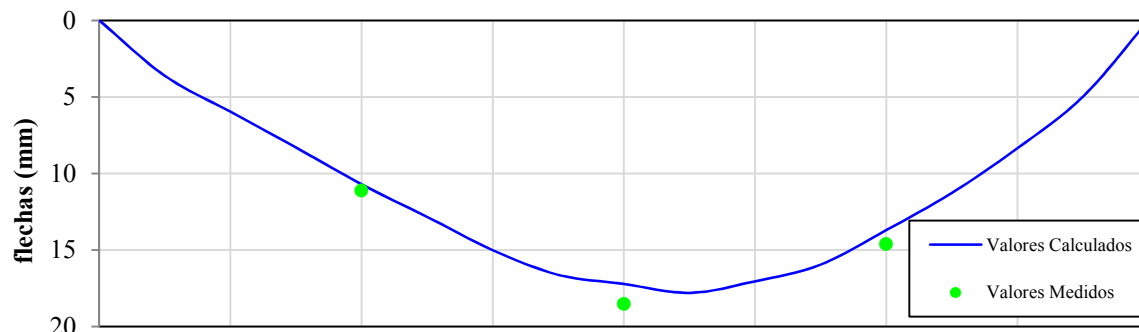


Fig. 25 - Tramo com 80m: Gráfico dos resultados relativos às posições de carga 4 a 6

Tabela 4 - Valores médios dos deslocamentos verticais no tramo de 80m (mm)

Posição de Carga	Vão V1		Vão V2		Vão V3	
	Med.	Cal.	Med.	Cal.	Med.	Cal.
P1	2.2	1.9	1.6	1.4	0.7	0.7
P2	5.0	5.0	3.3	3.8	1.3	1.9
P3	9.2	8.9	7.8	7.9	3.2	4.0
P4	12.0	12.0	12.9	12.9	5.3	6.6
P5	13.6	13.2	17.2	16.5	8.8	9.6
P6	13.3	12.7	19.5	18.2	13.0	12.7
P7	11.1	10.7	18.5	17.2	14.6	13.7
P8	8.2	8.4	15.1	14.0	13.8	12.5

CONVENÇÃO: + descida; - subida

4. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DAS PONTES

Durante este estudo avaliou-se a capacidade das pontes suportarem material circulante com diferentes pesos por eixo, tendo em consideração, não só as características do material circulante que se encontrava a ser utilizado, mas também as possíveis estratégias para o escoamento do carvão. Deste modo, para as Pontes 1 a 3 da Tabela as verificações foram efetuadas para composições com 20,5 tf/eixo, enquanto para as pontes 4 a 40, dessa tabela, as verificações foram realizadas para comboios com 26 tf/eixo.

4.1 Ações consideradas

Tal como se referiu, na análise da segurança estrutural, utilizaram-se dois tipos de comboio de carga, um constituído por vagões HL6 rebocados por locomotivas GE GT26 (Figura 16) e outro constituído por vagões CC5 rebocados por locomotivas GE Dash9 (Figura 26).

O peso total e por eixo das locomotivas GE GT 26 é, respetivamente, de 122,5 tf e 20,42 tf. Os vagões HL6 têm um peso total de 82 tf, quando carregados e de 19 tf, quando vazios, sendo o seu volume de carga 70,9 m³. Dado que estes vagões têm quatro eixos, o peso por eixo, quando carregados, é de 20,5 tf enquanto, quando vazios, é de 4,75 tf.

No caso dos comboios rebocados por locomotivas Dash 9, o peso total e por eixo das locomotivas é, respetivamente, de 171,2 tf e 21,4 tf. Os vagões CC5 têm um peso total de 104 tf, quando carregados e de 20 tf, quando vazios, sendo o seu volume de carga 85,66 m³. O peso por eixo destes vagões, quando carregados, é de 26 tf e quando vazios de 5 tf.

Em relação às sobrecargas ferroviárias foi também tida em conta a respetiva força de arranque e frenagem.

Para o cálculo das cargas permanentes considerou-se:

- $\gamma_{\text{betão}}$ - 25 kN/m³;
- $\gamma_{\text{aço}}$ - 78 kN/m³;
- γ_{balastro} - 15 kN/m³;
- altura de balastro - 35 cm;
- armamento de via com travessas de betão - 3,9 kN/m;
- armamento de via com travessas de madeira - 3,1 kN/m.

O valor adotado para o peso volúmico do balastro corresponde ao valor medido à saída da pedreira utilizada para o seu fornecimento, afetado de um coeficiente para ter em conta a sua compactação em obra. Relativamente ao armamento de via, os valores adotados resultam dos materiais e equipamentos efetivamente empregues.

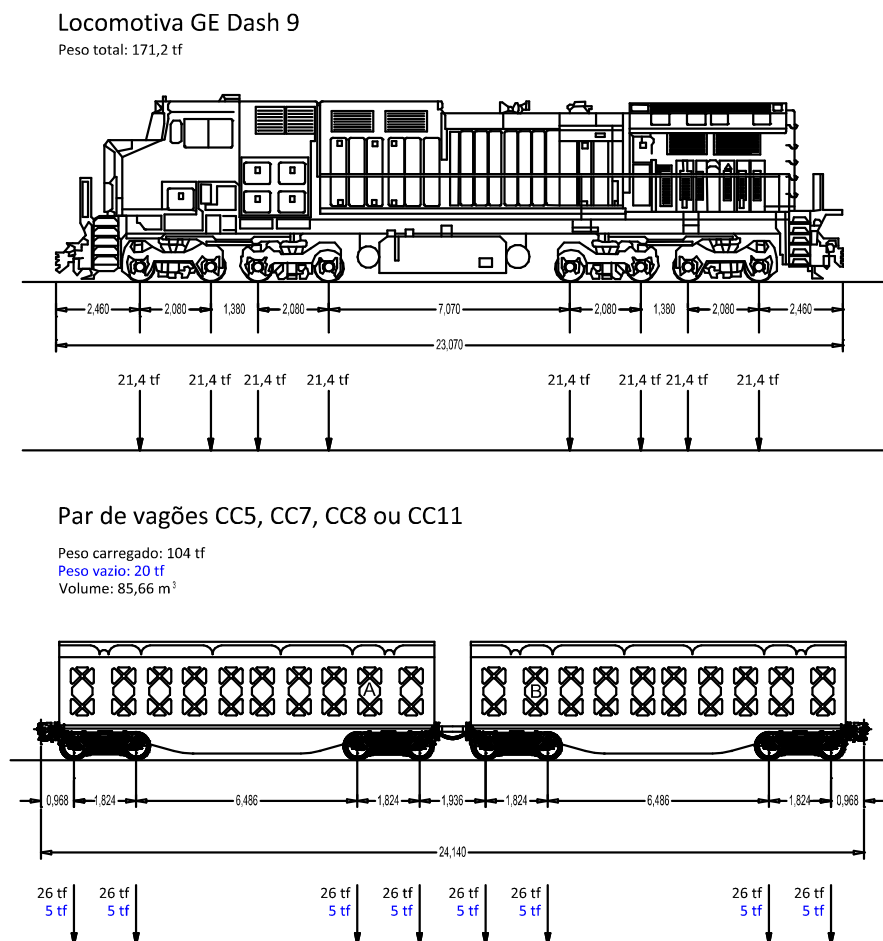


Fig. 26 - Geometria e peso por eixo das locomotivas Dash 9 e vagões CC5

4.2 Características mecânicas dos materiais

Para a ponte do km 283+530 (Ponte 2) e para a ponte Dona Ana (ponte 3), cujas construções datam de cerca de 1930, adotou-se para a tensão de cedência do aço o valor de 200 MPa. Nas verificações das restantes estruturas metálicas considerou-se que a tensão de cedência do aço era 235 MPa, o que corresponde a um limite inferior das tensões de cedência indicadas na NP EN 1993-1-1 “Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios” (NP EN 1993-1-1, 2008).

No caso das estruturas de betão calcularam-se as armaduras necessárias tendo em conta secções constituídas por betões das classes C12/15. O aço considerado foi o A235. A adoção destas características deve-se ao facto de não ter sido possível extrair amostras destes materiais durante as inspeções efetuadas.

4.3 Critérios de verificação para as pontes de betão armado

A avaliação da capacidade resistente das pontes de betão armado foi efetuada utilizando os critérios definidos no Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010), no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 2004) e no “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” (RSA, 1983).

Para calcular os esforços resultantes das sobrecargas ferroviárias foi efetuada uma análise estática tendo em conta os coeficientes dinâmicos definidos no RSA, uma vez que as incertezas associadas as características das estruturas não justificam uma análise mais detalhada.

A quantificação das armaduras foi efetuada com base no observado em dois tabuleiros de betão armado, com vãos de 13,5 m (Fig. 27) e de 8,0 m (Fig. 28), que se encontravam destruídos e que tinham sido substituídos por tabuleiros metálicos. Com base no observado nestes tabuleiros foi possível verificar que a percentagem de armadura longitudinal existente era de 0,70%.

Relativamente às armaduras de esforço transverso, tendo em conta que o esforço transversal resistente (V_{Rd}) é calculado somando o valor do termo corretor relativo ao betão (V_{cd}) com o valor da resistência das armaduras de esforço transversal (V_{wd}) e tendo-se verificado que a relação entre V_{wd} e V_{cd} era de cerca de 2,30, nos tabuleiros destruídos, considerou-se que V_{Rd} seria aproximadamente igual a $3,30 \times V_{cd}$, para efetuar a determinação dos esforços transversos resistentes

Sabendo-se que estas pontes foram construídas entre 1939 e 1949, e desconhecendo-se, quer a classe do aço das armaduras utilizadas, quer a resistência do betão à compressão, a relação entre os esforços atuantes e resistentes foi estimada considerando que o aço utilizado era da classe A235 e o betão da classe C12/15.

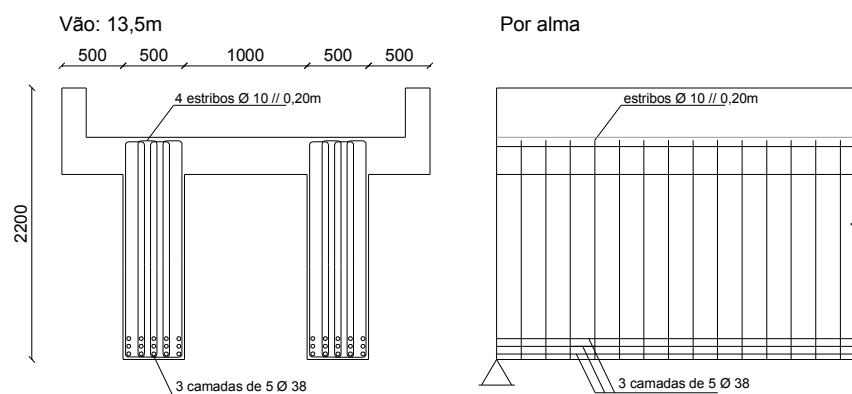


Fig. 27 - Características da antiga ponte do km 451+400

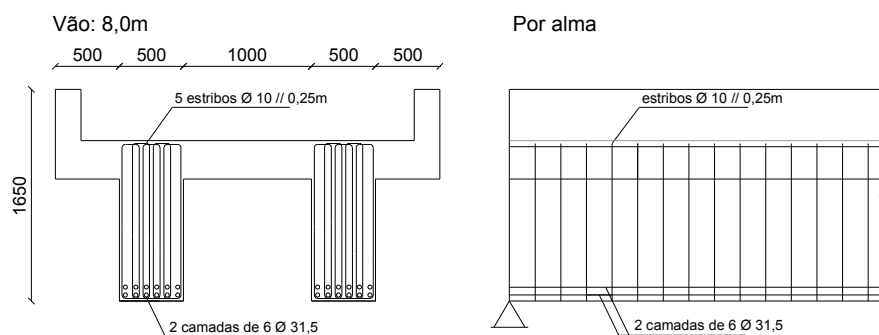


Fig. 28 - Características da antiga ponte do km 460+940

4.4 Critérios de verificação para as pontes metálicas

As verificações da segurança estrutural das pontes metálicas foi efetuada segundo os critérios definidos no Eurocódigo 1 (NP EN 1991-2, 2008) e no Eurocódigo 3 (NP EN 1993-1-1, 2008, NP EN 1993-1-5, 2004, NP EN 1993-1-9, 2003, NP EN 1993-2, 2009).

Os esforços resultantes da ação das sobrecargas ferroviárias foram determinados com base na análise dinâmica das estruturas efetuada de acordo com a NP EN 1991-2.

Em relação às pontes metálicas importa referir que, para além das verificações em relação aos estados limites últimos de resistência, foram também efetuadas verificações em relação aos estados limites últimos de fadiga (Ribeiro, 2004, Kuhn, 2008). Nos pontos 4.4.1 e 4.4.2 apresentam-se, resumidamente, as metodologias utilizadas para efetuar as verificações em relação a estes dois estados limites.

4.4.1 Verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Resistência

Nas verificações em relação aos Estados Limites Últimos de Resistência, para efetuar a majoração de ações utilizou-se um coeficiente de 1,35 para as cargas permanentes e de 1,5 para as ações variáveis. Na redução dos valores resistentes das secções foram utilizados os coeficientes parciais de segurança $\gamma_{M0} = 1,0$ e $\gamma_{M1} = 1,1$, de acordo com a norma NP EN 1993-2.

As envolventes dos esforços de cálculo atuantes, foram calculadas relativamente ao esforço normal (N_{Sd}), ao momento fletor em torno do eixo de maior inércia (M_{ySd}) e ao esforço transversal na direção vertical (V_{Sd}).

Na análise da resistência das secções foram efetuadas as verificações dispostas na norma NP EN 1993-2, mais especificamente as verificações em relação ao esforço normal ($N_{Sd}/N_{pl,Rd}$), ao momento fletor (M_{Sd}/M_{Rd}), ao esforço transversal, à encurvadura da alma ($Shear_b$) e à flexão composta esforço normal-momento fletor, considerando o efeito da encurvadura ($N^*/M^*)_b$.

4.4.2 Verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Fadiga

Para a avaliação da resistência em relação aos Estados Limites Últimos de Fadiga, utilizou-se o disposto nas normas NP EN 1993-1-9 e NP EN 1993-2 tendo-se ainda recorrido à NP EN 1991-2 para a determinação da influência de fatores que afetam o comportamento dinâmico.

A avaliação da resistência à fadiga consiste, resumidamente, na comparação da variação das tensões atuantes, nos vários elementos da estrutura, devidas à passagem de um comboio, com 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 (NP EN 1993-1-9, 2003)

Neste estudo a determinação da resistência à fadiga das pontes metálicas foi efetuada utilizando o método do dano acumulado que se rege pela regra de Palmgren-Miner que se baseia no somatório dos danos referentes a cada classe de variação de tensão, de acordo com a equação (1).

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

em que n_i representa o número de ciclos de uma classe de variação de tensão (Figura 29), e N_{Ri} o número máximo de ciclos obtido, em função da classe de amplitude de tensões ($\Delta\sigma_i$), através das curvas de resistência representadas na Fig.



Fig. 29 - (a) Historial de tensões; (b) Espectro de tensões

A determinação dos espectros de tensões para cada uma das secções transversais das diversas pontes foi efetuada com base na contagem de ciclos, pelo Método da Gota de Água (Figura 30), tendo-se para tal desenvolvido um programa de cálculo automático.

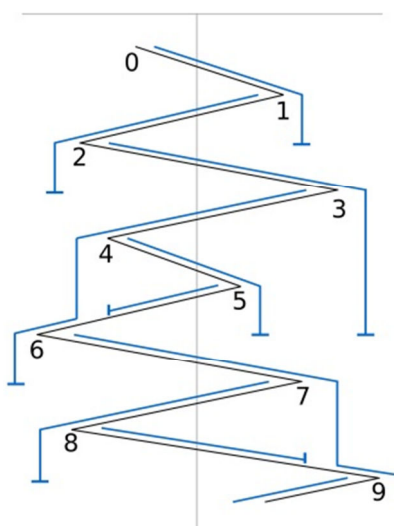


Fig. 30 - Diagrama do Método da Gota de Água

Em função de um determinado pormenor estrutural é definida uma categoria de pormenor à qual está associada uma curva de resistência à fadiga. Relativamente ao caso prático aqui apresentado foi necessário adotar duas categorias de pormenor estrutural distintas, uma para as pontes com elementos rebitados e outra para pontes com elementos soldados. No caso de pontes com elementos rebitados, tais como a ponte Dona Ana e os seus viadutos de acesso, foi adotada a categoria de pormenor 80 associada ao detalhe estrutural “Ligação de simples sobreposição e parafusos injetados não pré-esforçados”, visto ser aquela que se considerou mais adequada, na falta recomendações relativas a ligações rebitadas. Para as restantes pontes foi adotada a categoria de pormenor 100 associada ao detalhe estrutural “Soldadura manual, automática ou totalmente mecânica ...”, que é a mais baixa para perfis soldados, com soldadura contínua. A categoria de pormenor 80 apresenta um valor de resistência à fadiga de

80 MPa aos 2 milhões de ciclos e um valor limite de truncatura de 32.4 MPa. A categoria de pormenor 100 apresenta um valor de resistência à fadiga de 100 MPa aos 2 milhões de ciclos e o seu limite de truncatura é de 40.5 MPa.

As curvas de resistência à fadiga são ainda afetadas por um coeficiente parcial de segurança que é função do tipo de método de verificação adotado na NP EN 1993-1-9. Neste caso foi escolhido o “Método do tempo de vida garantido” que procura assegurar, com uma fiabilidade aceitável, um comportamento satisfatório, sem necessidade de definir um plano de manutenção ou inspeção. A escolha deste método, conjugado com a assunção de que uma eventual rotura terá consequências importantes, designadamente a impossibilidade de utilização da infraestrutura, implica a utilização de um fator de redução da resistência de 1,35. Como resultado as curvas resistência à fadiga passam a ter os valores indicados na Figura 31, representados pela série a vermelho.

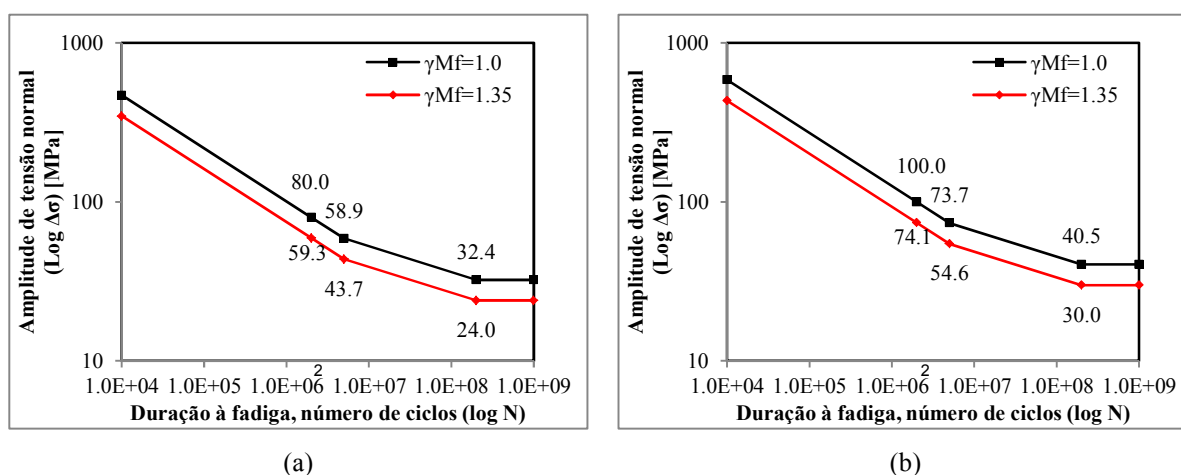


Fig. 31 - Curvas de resistência à fadiga para tensões normais, afetadas dos coeficientes de segurança, para categoria de pormenor: a) 80 MPa; b) 100MPa

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. Os critérios utilizados para se verificar essa necessidade encontram-se definidos no ponto 6.4.4 da NP EN 1991-2 e encontram-se sistematizados no fluxograma apresentado na Figura 32.

Nesta figura está representado o processo de decisão utilizado para determinar a necessidade de efetuar a análise dinâmica das estruturas abrangidas por este estudo. Os dois primeiros critérios são iguais para todas as pontes, visto que a velocidade de projeto é igual a 72 km/h e também porque se trata de estruturas simplesmente apoiadas.

O terceiro critério depende da frequência do primeiro modo vertical de vibração (n_0) e do comprimento do vão (L). Neste caso devem ser cumpridos os limites indicados na Figura 6.10 da NP EN 1991-2.

Na Figura 32 encontra-se representado a amarelo o percurso de decisão correspondente à avaliação das vigas treliçadas e a vermelho o percurso de decisão correspondente à avaliação das pontes constituídas por vigas retas de alma cheia. A diferença entre os dois percursos

reside no facto de, nas vigas treliçadas, a frequência do primeiro modo de torção n_T ser inferior a 1,2 vezes a frequência do primeiro modo de flexão n_0 .

Em função das características das estruturas e das ações existentes verificou-se ser necessário realizar uma análise dinâmica para todas as pontes metálicas. Dado que o amortecimento estrutural tem bastante influência no pico de resposta de uma estrutura durante a passagem de tráfego com velocidades correspondentes ao carregamento de ressonância, foram determinados os coeficientes de amortecimento para as várias estruturas. Este valor foi tomado como 0,5% para estruturas com vão superior ou igual a 20,0 m e para os restantes casos foi determinado de acordo com o Quadro 6.6 da NP EN 1991-2.

Para ter em conta a resposta dinâmica da estrutura face à passagem de um comboio, 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 as estruturas em causa estão sujeitas. O fator de amortecimento utilizado em cada um dos modelos é função do vão de cada uma destas estruturas.

Como referido o coeficiente de dano acumulado permite caracterizar a resistência à fadiga das pontes metálicas. Para tal foram determinadas séries temporais de tensões com recurso ao programa SAP2000.

Na verificação da resistência à fadiga calcularam-se as variações das tensões normais e das tensões de corte das secções transversais. 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 admitido igualmente uma distribuição elástica. Deve referir-se que, no caso das pontes com elementos rebitados, para a determinação de tensões devidas à flexão e ao esforço normal, consideraram-se valores da inércia e da área inferiores aos correspondentes às secções brutas, para serem tidos em conta os orifícios de passagem dos rebites.

Em relação às vigas treliçadas da ponte Dona Ana, efetuou-se uma análise preliminar que consistiu na determinação das barras que se encontram sujeitas às maiores variações de tensão, para cada tipo de secção transversal. Nesse sentido aplicou-se uma carga móvel, composta por um comboio de vinte vagões e, tirando partido da simetria das pontes, determinaram-se as tensões em metade dos elementos das estruturas. As longarinas mais esforçadas correspondem às situadas junto ao meio vão dos tabuleiros. No caso das carlingas, as mais esforçadas situam-se sobre os apoios.

A determinação das tensões nas vigas treliçadas compreendeu o cálculo de tensões normais devidas a esforços de tração nos elementos da corda inferior, diagonais e montantes e de tensões normais, devidas a esforços de flexão, e de tensões de corte na alma, devidas ao esforço transversal, nas carlingas e longarinas.

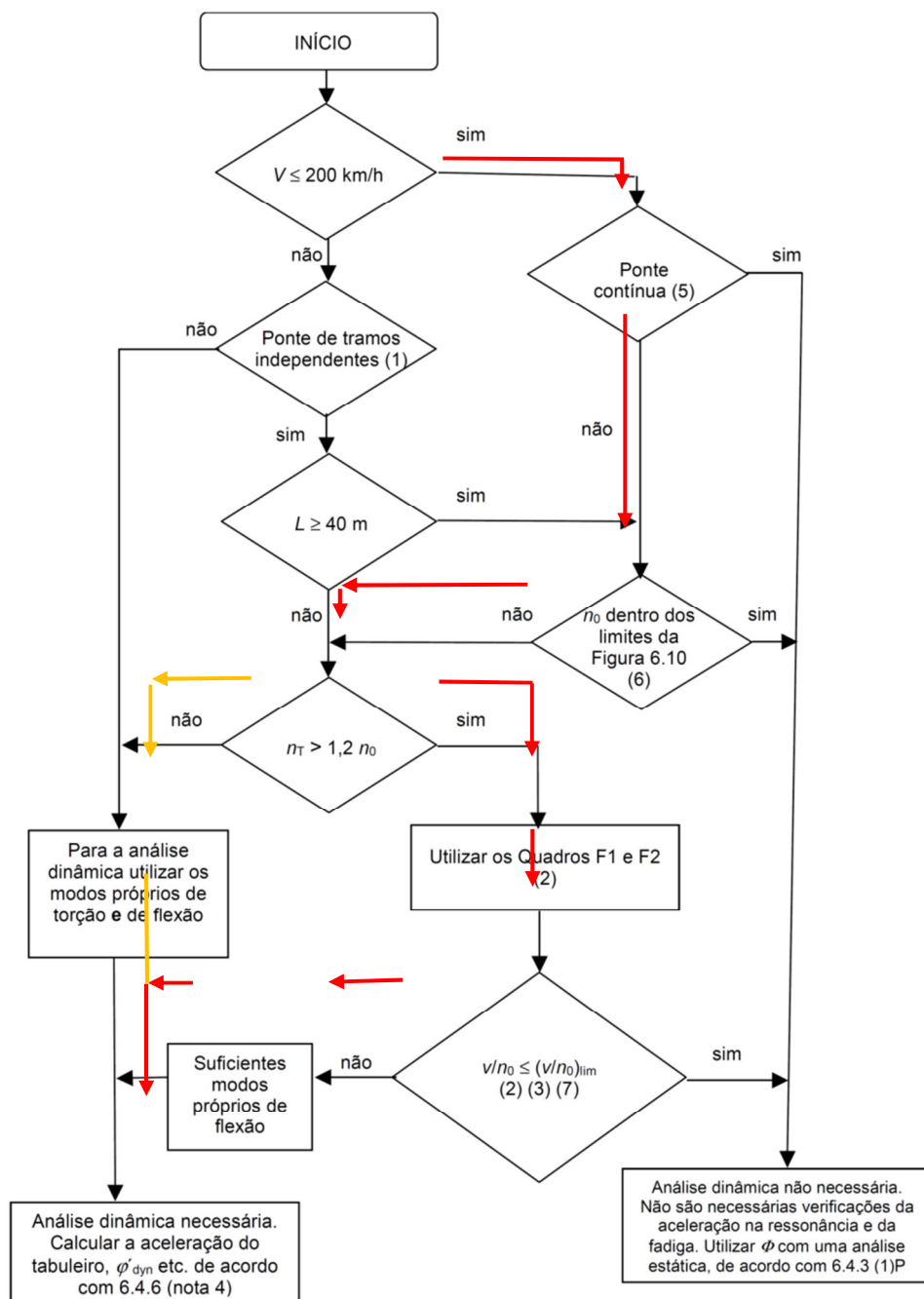


Fig. 32 - Fluxograma para avaliar a necessidade de realizar uma análise dinâmica

Na Figura 33 apresentam-se os historiais de tensões para vários elementos da corda inferior e das diagonais e montantes. Nestes gráficos verifica-se que a variação das tensões devidas à entrada do comboio na ponte, ou à sua saída, pode ser muito superior à variação que resulta da passagem dos sucessivos eixos sobre um dado elemento estrutural, dependendo dos elementos serem ou não diretamente carregados.

A partir da análise deste tipo de figuras é possível verificar que a passagem dos consecutivos eixos dos vagões não provoca variações de tensão superior ao limite de truncatura (24 MPa).

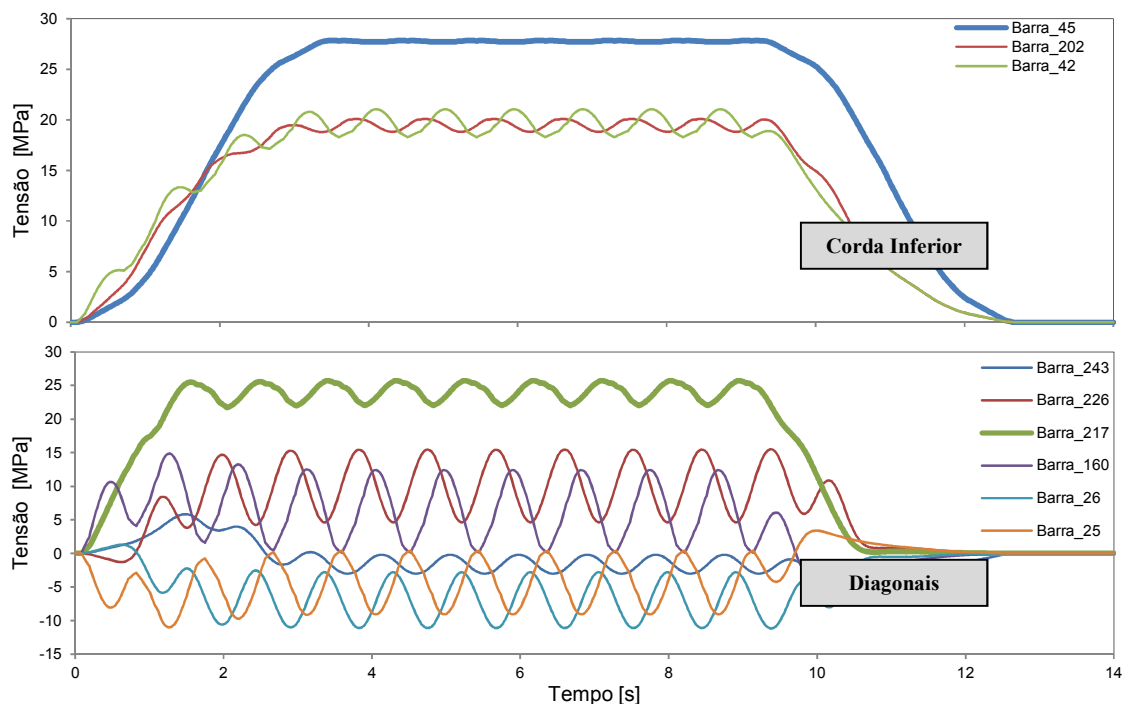


Fig. 33 - Historial de tensões nas barras da viga de 50 m

Da análise preliminar verificou-se que as barras sujeitas a maiores variações de tensões são as representadas a vermelho na Figura 34, tendo-se efetuado a verificação da resistência à fadiga somente nestas barras.

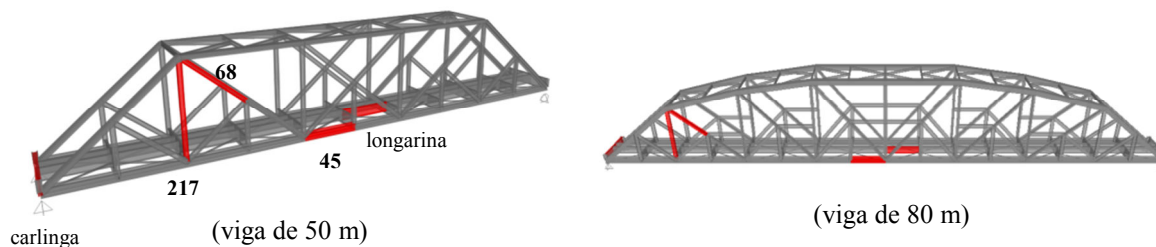


Fig. 34 - Elementos mais solicitados nas vigas treliçadas

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 35 um historial de tensões normais na secção de meio vão para uma das pontes.

Relacionado com o historial de tensões da Figura 35 está o histograma de tensões (Figura 36) que caracteriza o número de ciclos associado a cada variação de tensão e a partir do qual é possível determinar o valor do dano acumulado em conjugação com a curva de resistência à fadiga. Na Figura 36, o limite de truncatura (30 MPa), para esta ponte, encontra-se representado pela linha vertical a traço interrompido, indicando o valor abaixo do qual as variações de tensões não causam dano. Através da análise do histograma de tensões é possível verificar que grande parte do dano associado à passagem de um comboio se deve às variações de tensão provocadas pela passagem dos vagões cheios. Por outro lado, o dano associado à passagem do comboio com os vagões vazios está principalmente relacionado com a passagem das locomotivas, já que as variações de tensão referentes aos vagões vazios se situam abaixo do limite de truncatura.

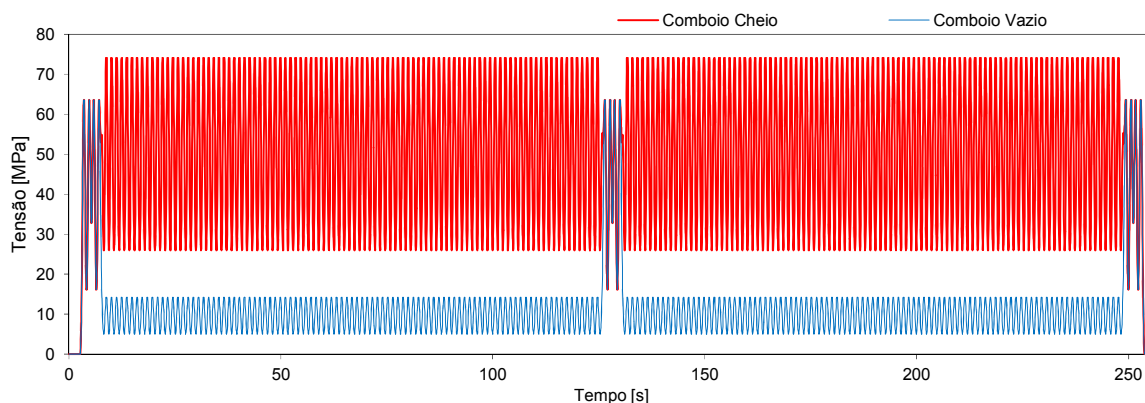


Fig. 35 - Exemplo de historial de tensões, comboio GE Dash9 + CC5

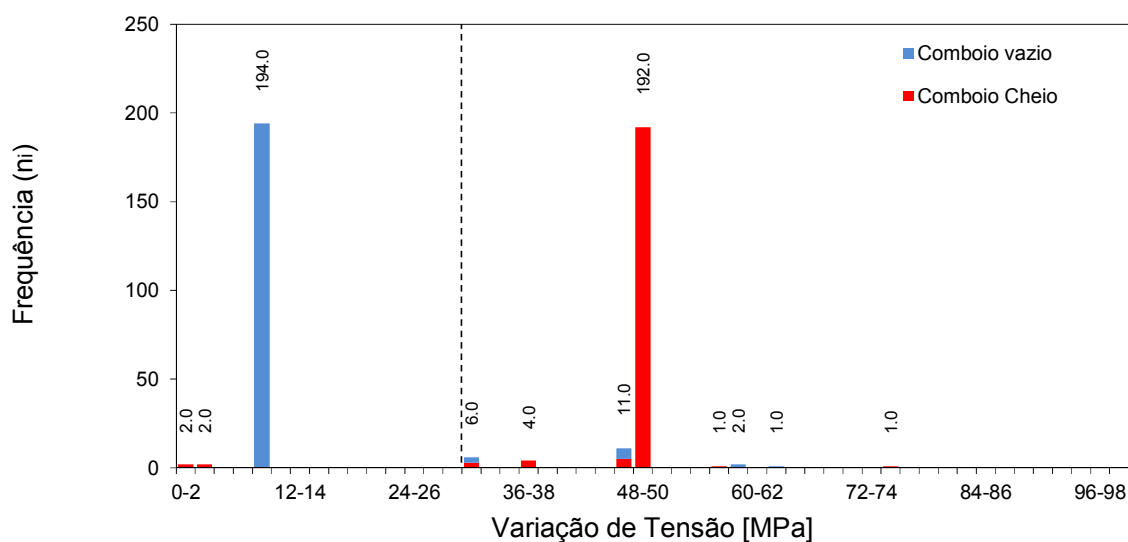


Fig. 36 - Histograma de tensões, comboio GE Dash9 + CC5

5. Resultados obtidos

No ponto 5.1 e no ponto 5.2 apresentam-se, respetivamente e de um modo genérico, os resultados obtidos para as pontes de betão armado e para as pontes metálicas.

5.1 Resultados obtidos para as pontes de betão armado

Dada a inexistência de dados quanto às armaduras existentes nos diversos tabuleiros de betão armado, efetuou-se uma comparação entre as armaduras necessárias para resistir às solicitações a que a via se encontra ou poderá vir estar sujeita e as armaduras existentes em duas pontes da tipologia B2 situadas ao km 451 + 400 e ao km 460 + 940. Os tabuleiros destas pontes foram destruídos e tinham sido substituídos por tabuleiros constituídos por duas vigas metálicas de alma cheia.

Na Tabela 5 apresenta-se o resumo dos dados considerados mais relevantes para este estudo.

Tabela 5 - Comparação entre as armaduras existentes e as armaduras necessárias para duas pontes da tipologia B2

Vão	Ações: CP +	M _{Sd} (kN.m)	V _{Sd} (kN)	Betão	Momento fletor				Esforço transversal			
					Necessário		Existente		Necessário		Existente	
					ρ (%)	A _s (cm ²)	ρ (%)	A _s (cm ²)	ς (%)	A _{sw} /s (cm ² /cm)	ς (%)	A _{sw} /s (cm ² /cm)
8 m	GT26	3035	1589	C12/15	0.331	126.4	0.47	187	0.357	0.3928	0.56	0.618
	Dash9	3797	1994	C12/15	0.422	160.7			0.518	0.5693		
	GT26	3035	1589	C16/20	0.328	125.0			0.303	0.3329		
	Dash9	3797	1994	C16/20	0.411	156.9			0.463	0.5094		
13 m	GT26	6507	2140	C12/15	0.365	194.8	0.62	340	0.333	0.3665	0.56	0.618
	Dash9	7663	2409	C12/15	0.448	239.0			0.409	0.4502		
	GT26	6507	2140	C16/20	0.357	190.8			0.279	0.3066		
	Dash9	7663	2409	C16/20	0.425	226.9			0.355	0.3903		

No caso dos tabuleiros das tipologias B2:8 e B2:13, verifica-se que as percentagens das armaduras existentes são superiores às das armaduras necessárias à passagem de comboios com 26 tf/eixo. No que concerne as restantes pontes de betão armado foram igualmente calculadas as armaduras necessárias, tendo-se concluído que, a terem sido adotadas percentagens de armadura equivalentes, sobre estas pontes podem igualmente passar comboios com 26 tf/eixo.

Com efeito, na época da construção da linha, o dimensionamento das secções de betão armado era efetuado por tensões de segurança, sendo as tensões máximas admissíveis muito inferiores às hoje adotadas. Pode, por exemplo, referir-se que a tensão de compressão máxima admitida para o betão, no regulamento inglês de 1916, era de 42 kgf/cm², pressupondo que as proporções, em volume, dos componentes do betão fossem uma parte de cimento, para duas de areia e quatro de brita. No caso de o betão ser mais rico em cimento poder-se-ia aumentar um pouco o valor da resistência à compressão. Já no regulamento português do betão armado, de 1935, o valor indicado para a resistência à compressão do betão, para as pontes de caminho-de-ferro era 50 kgf/cm².

Em relação aos aços e também para pontes de caminho-de-ferro, os limites da resistência à tração, no regulamento português de 1935, eram de 1200 kgf/cm² e 1500 kgf/cm², respetivamente para o aço normal e para o aço de alta resistência.

Note-se, no entanto, que os valores das ações atuantes não eram afetados por coeficientes de majoração, ao contrário do adotado na regulamentação atual, embora os comboios preconizados na regulamentação da época, para o dimensionamento das estruturas, apresentassem cargas bastante elevadas e com afastamento reduzido, como se pode observar na Figura 37, onde se reproduz o disposto no Regulamento de Pontes Metálicas, de 1929 (Decreto N.º 16871, de 27 de Abril de 1929), que definia as ações a utilizar igualmente nas pontes de betão.

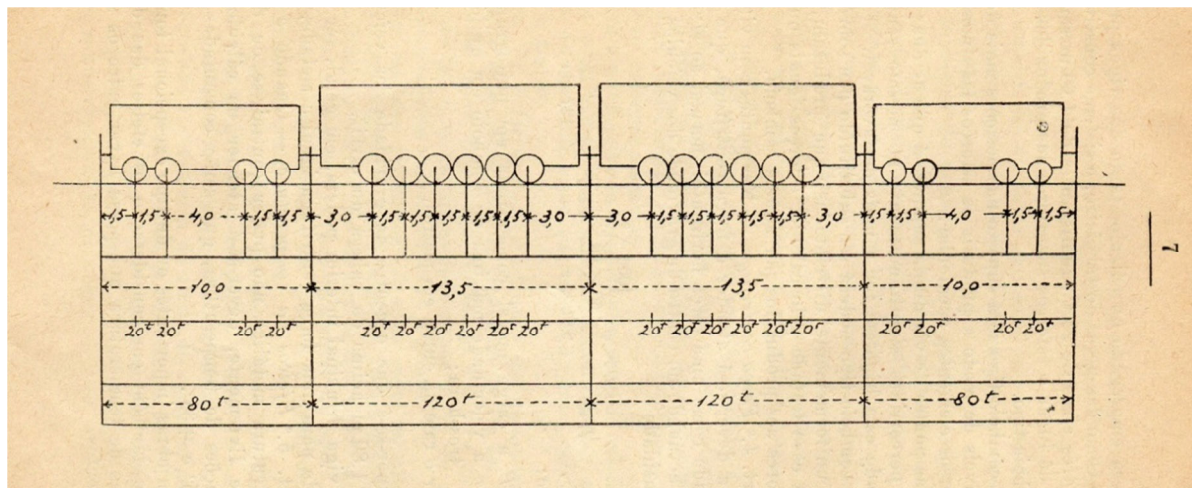


Fig. 37 - Regulamento de Pontes Metálicas, de 1929: Sobrecargas ferroviárias

5.2 Resultados obtidos para as pontes metálicas

As verificações de segurança das pontes metálicas foram efetuadas considerando ou não a fadiga. Foram igualmente considerados dois tipos de comboio. As verificações das pontes 1 a 3 foram efetuadas para comboios de 20,5 tf/eixo, enquanto as das restantes pontes foram efetuadas para comboios de 26 tf/eixo, devido aos motivos anteriormente expostos.

5.2.1 Estados Limites Últimos não envolvendo a fadiga

Na verificação de segurança das diversas pontes metálicas foram tidas em conta as ações relativas a cada um dos comboios já referidos, a respetiva força de arranque e frenagem e ainda as ações correspondentes ao peso próprio da estrutura e ao armamento de via. Uma vez que, em cada uma das pontes com múltiplos vãos, a secção transversal é a mesma, esta verificação foi efetuada para o vão com maior comprimento.

Relativamente à majoração de ações utilizou-se um coeficiente de 1,35 para as cargas permanentes e de 1,5 para as ações variáveis, valor este afetado ainda do coeficiente de amplificação dinâmica que é função do vão de cada uma das pontes. Na redução dos valores resistentes das secções foram utilizados os coeficientes parciais de segurança $\gamma_{M0} = 1,0$ e $\gamma_{M1} = 1,1$, de acordo com a norma NP EN 1993-2.

No que respeita às ações variáveis, foram considerados dois tipos de comboio de carga, um com a locomotiva GE GT26 e outro com a locomotiva GE Dash9. Para cada um destes tipos de comboio foi calculada uma envolvente de esforços para as diversas estruturas, mais concretamente envolventes do esforço normal atuante (N_{Sd}), do momento fletor atuante em torno do eixo de maior inércia (M_{ySd}) e do esforço transversal atuante na direção vertical (V_{Sd}).

Na análise da resistência das secções foram efetuadas as verificações dispostas na norma NP EN 1993-2, mais especificamente as verificações ao esforço normal ($N_{Sd}/N_{pl,Rd}$), aos esforços de flexão (M_{Sd}/M_{Rd}), ao esforço transversal, à encurvadura da alma ($Shear_b$) e à flexão composta esforço normal-momento flector, considerando o efeito da encurvadura (N^*/M^*)_b.

Em resultado das verificações de segurança efetuadas para as diversas pontes metálicas, foi possível concluir que todas as pontes metálicas verificam a segurança estrutural.

5.2.2 Estados limites últimos de fadiga

Como anteriormente referido o coeficiente de dano acumulado permite caracterizar a resistência à fadiga das pontes metálicas. Para tal foram determinadas séries temporais de tensões obtidas a partir do programa de cálculo automático utilizado.

A construção do modelo numérico consistiu na definição das estruturas como modelos de elementos finitos e na definição de comboios de cargas correspondentes ao comboio de 6 locomotivas GE GT36 + 196 vagões HL6 e ao comboio de 6 locomotivas GE Dash9 + 180 vagões CC5. Definidas as estruturas e os comboios de cargas determinou-se o dano acumulado (D_d) relativo à passagem de um comboio com os vagões cheios e ao seu regresso com os vagões vazios.

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 38 um historial de tensões normais na secção de meio-vão para a Ponte 31, que possui 10,77 m de comprimento. Nesta figura encontram-se duas séries temporais, uma em que o comboio circula com os vagões cheios (linha vermelha) e a outra com os vagões vazios (linha azul). Na parte inferior da figura são apresentadas, com um maior detalhe as zonas de transição entre as locomotivas e os vagões, na qual é possível identificar os níveis de variações de tensão associadas à passagem os eixos.

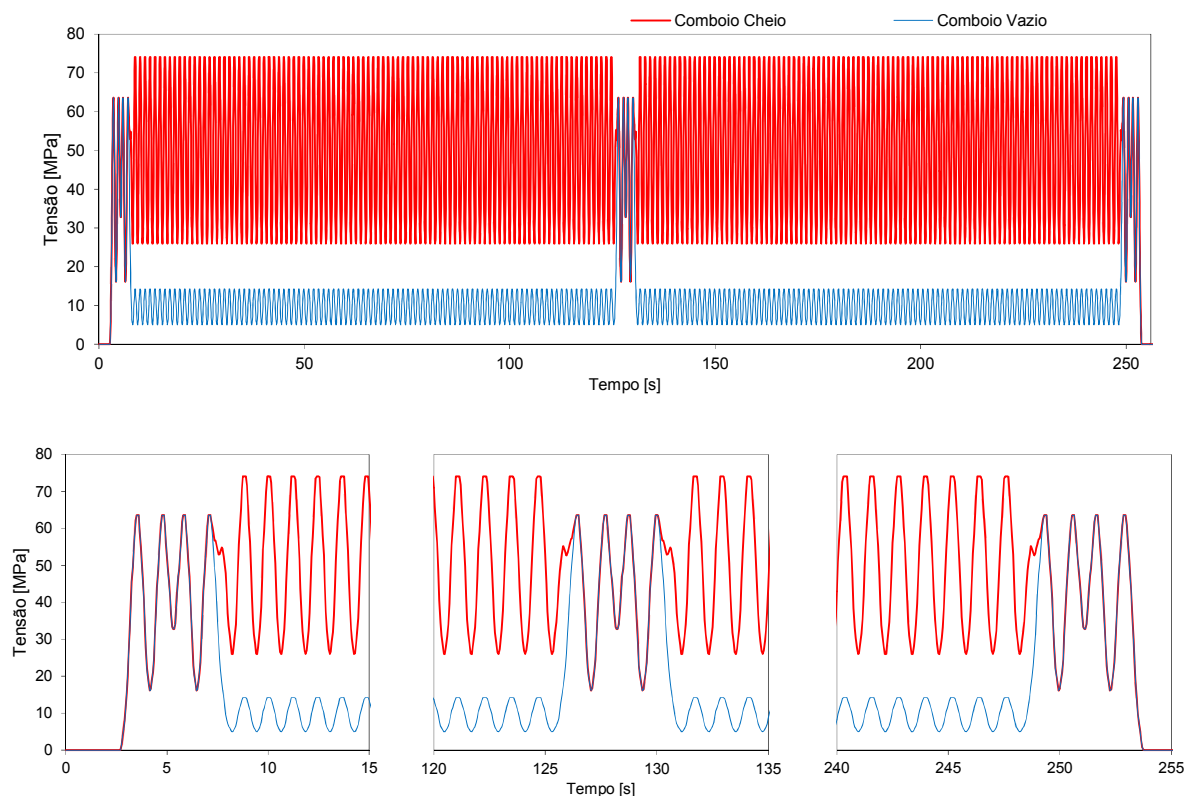


Fig. 38 - Exemplo de historial de tensões, comboio GE Dash9 + CC5

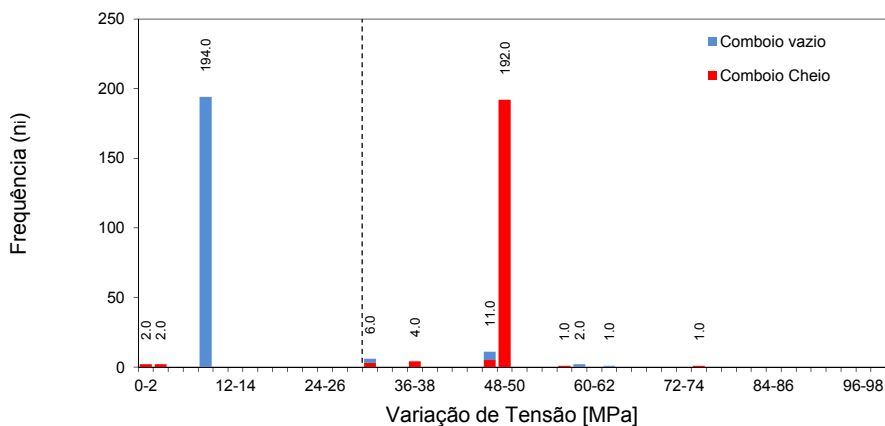


Fig. 39 - Histograma de tensões, comboio GE Dash9 + CC5

Definidas as diversas estruturas e os comboios de cargas determinou-se o dano acumulado (D_d) associado à passagem de um comboio com os vagões cheios e ao seu regresso com os vagões vazios.

Através do dano referente à passagem de cada comboio e sabendo a estratégia de transporte de carvão definida (Tabela 6) foi possível estimar o período de vida das estruturas em relação a fenómenos de fadiga (Ano de falha), o número total de passagens de cada comboio e ainda o volume total transportado de carvão.

Nesta análise considerou-se que os comboios que circulariam entre Moatize e o porto da Beira poderiam ter características diferentes daqueles que circulariam entre Moatize e um porto alternativo, embora o troço entre Moatize e Mutarara pudesse ser comum às duas possibilidades. Por este motivo as pontes entre a Beira e Mutarara foram estudadas para comboios constituídos, até ao ano de 2020, por duas locomotivas GE GT26 - CIU2 e quarenta e seis vagões HL6, o que corresponde a uma composição capaz de transportar 2 898 tf de carvão, com 650m de extensão. A partir de 2020 os comboios considerados são formados por cinco locomotivas GE GT26 - CIU2 e cem vagões HL6, formando composições com 1 425 m de extensão, capazes de transportar 6 300 tf de carvão.

As pontes entre Mutarara e Moatize foram estudadas para comboios, com 2,5 km de extensão, constituídos por:

- 2 locomotivas GE GT26 + 90 vagões HL6 + 2 locomotivas GE GT26 + 90 vagões HL6 + 2 locomotivas GE GT26 (11 340 tf de carvão),

ou:

- 2 locomotivas GE Dash 9 + 98 vagões CC5 + 2 locomotivas GE Dash 9 + 98 vagões CC5 + 2 locomotivas GE Dash 9 (16 464 tf de carvão).

Os resultados obtidos permitiram prever os anos de falha para as diversas estruturas. No caso da Ponte 1 e da ponte Dona Ana (Ponte 3) e respetivos viadutos de acesso prevê-se que não venham a ocorrer danos com origem em fenómenos de fadiga antes do ano 2100, também a para a Ponte 2, a previsão para o ano de falha é bastante longínqua (2085).

Em relação às pontes metálicas localizadas entre Mutarara e Moatize, os anos de falha dependem do tipo de comboio considerado. Se for considerado um comboio de 20,5 tf/eixo prevê-se que metade das pontes não apresentem danos com origem em fenómenos de fadiga antes do ano 2100, enquanto a outra metade possa apresentar problemas no espaço de 25 a 50

anos. A consideração de comboios de 26 tf/eixo obviamente abrevia os horizontes temporais previstos, passando a antever-se que existam duas pontes com anos de falha posteriores a 2100, enquanto para as restantes os danos relacionados com a fadiga poderão aparecer daqui a 20 ou 50 anos, consoante os casos.

Tabela 6 - Estratégia de transporte de carvão (Mton/Ano)

Anos	Carvão Transportado 26 tf/eixo (Mton/Ano)	Carvão Transportado 20,5 tf/eixo (Mton/Ano)
2009 - 2013	3	3
2014 - 2019	6	6
2020 - 2026	25	20
2027 - 2029	40	20
2030 - 2035	50	20
2036 - 2038	90	20
2039	100	20

Foram igualmente determinados os danos associados às tensões de corte, tendo-se definido a categoria de pormenor 100 associada a tensões de corte nas almas. Dos resultados obtidos para ambos os comboios verificou-se que os valores de dano não são condicionantes.

6. CONCLUSÕES

O presente estudo aborda a avaliação da capacidade resistente das pontes da Linha de Sena, em Moçambique, listadas na Tabela 1.

Os dados existentes indiciam que os tabuleiros de betão armado que foram estudados permitem a utilização da linha por comboios com 26 tf/eixo.

Os requisitos de armadura, para as pontes relativamente às quais não foi possível efetuar a sua quantificação, são aceitáveis e consentâneos com os observados nas pontes onde foi possível efetuar a medição dos varões utilizados.

As metodologias utilizadas mostraram-se adequadas tendo permitido esclarecer as questões relacionadas com a segurança estrutural das obras de arte estudadas, da linha de Sena.

Relativamente à ponte Dona Ana e às restantes pontes metálicas situadas entre Sena e Caia, para as quais se prevê apenas a passagem de comboios até 20,5 tf/eixo, concluiu-se que reúnem as condições necessárias à circulação ferroviária, sendo bastante longínqua a data em que se prevê que surjam problemas relacionados com a fadiga.

Para as pontes situadas entre Mutarara e Moatize, deve ter-se em atenção os horizontes temporais estimados para o eventual aparecimento de problemas de fadiga, que no caso de algumas das pontes, poderá obrigar ao seu reforço ou substituição, de modo a garantir o funcionamento destas estruturas sem que surjam danos num horizonte temporal não inferior a 50 anos. Presume-se que este reforço ou substituição só venha a ser necessário no período próximo do ano de falha de cada uma das estruturas em causa, podendo essa tomada de decisão ser auxiliada pela implementação de planos periódicos de manutenção e de inspeção.

Relativamente às pontes com tabuleiros de betão armado os resultados obtidos indicam que podem ser adequados à utilização da linha por comboios com 26 tf/eixo.

Os requisitos de armadura, para as pontes relativamente às quais não foi possível efetuar a sua quantificação, são aceitáveis e consentâneos com os observados nas pontes onde foi possível efetuar a medição dos varões utilizados.

Tendo em conta os resultados obtidos nas verificações da segurança estrutural, concluiu-se que, para além de ser necessário efetuar inspeções periódicas a estas obras, convém observar o comportamento *in situ* sob a ação de cargas crescentes de alguns tabuleiros de betão armado, dadas as incertezas que resultam do facto de esta avaliação ter sido realizada sem ter sido possível obter a totalidade dos dados referentes a algumas destas obras.

No que diz respeito às estruturas metálicas igualmente situadas entre Mutara e Moatize, concluiu-se ser satisfatória a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência, para ambos os tipos de comboio.

No que concerne as verificações efetuadas em relação aos estados limites últimos de fadiga pôde concluir-se que a utilização de comboios com 26 tf/eixo abrevia a vida útil destas estruturas, podendo tal facto vir a ser melhorado se forem efetuados reforços, com o objetivo de aumentar a inércia, nas zonas das vigas onde se verificam as maiores variações de tensão.

REFERÊNCIAS

[1]-Kuhn B; et. al. - Assessment of Existing Steel Structures - Recommendations for Estimation of the Remaining Fatigue Life. JRC, 2008.

[2]-Edgar Cardoso - Laboratório de Estruturas - Condições Técnicas e Elementos de Projecto. Inspeção de Pontes. Tomo 3/4, Vol. 2/4. Relatórios de Inspeção Edgar-Cardoso”. 2013.

[3]-NP EN 1991-2 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 2: Acções de tráfego em Pontes. IPQ, 2008.

[4]-NP EN 1992-1-1 - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. IPQ 2010

[5]-NP EN 1993-1-1 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. IPQ, 2008.

[6]-NP EN 1993-1-5 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-5: Elementos estruturais em placa. CEN, 2004.

[7]-NP EN 1993-1-9 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-9: Fadiga. CEN, 2003.

[8]-NP EN 1993-2 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 2: Pontes metálicas. IPQ, 2009.

[9]-Oliveira, A. Xu, M. Silveira, P. - Levantamento Geométrico e Modelação Estrutural da Ponte de Dona Ana, sobre o Rio Zambeze, em Moçambique, Relatório 123/2012-NOE, LNEC, 2012.

- [10]-REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. INCM, 1984.
- [11]-Ribeiro, D. - Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade. FEUP, 2004.
- [12]-RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. INCM, 1983.
- [13]-Silveira, P., Oliveira, A., Coelho, T., Xu, M. - Estudo sobre as condições de serviço da ponte ferroviária de D. Ana, sobre o rio Zambeze, em Moçambique, Relatório 143/2012-NOE, LNEC, 2012.
- [14]-Silveira, P., Oliveira, A. - Relatório de síntese das inspeções de pontes efetuadas, em setembro de 2012, na linha de Sena, em Moçambique. Relatório 262/2012 - DE/NOE, LNEC, 2012.
- [15]-Siveira, P., Coelho, T. - Avaliação da resistência à fadiga em pontes metálicas da linha de Sena, em Moçambique. Relatório 271/2014 - DE/NOE, LNEC, 2014.
- [16]-Silveira, P., Santos, J.P. & Coelho, Tiago, Ponte de Dona Ana - Avaliação da Capacidade Resistente de Pontes da Linha de Sena para a Circulação de Comboios de 26 Toneladas por Eixo, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Relatório 223/2016 - DE/NOE.