



ANÁLISE DA VARIAÇÃO DE ESFORÇOS DEVIDA À MUDANÇA DE TRENS-TIPO: ESTUDO DE CASO DA PONTE SOBRE O RIO SAMPAIO

Felipe Ramos de Oliveira

Fp.ramos.oliveira@gmail.com

Verissa Pinto Marques Queiroz

Verissa_qz@hotmail.com

Victória Dias Reis

Reisvictoria.vdr@gmail.com

Wallyson dos Santos Martins

wallysonmartins@gmail.com

Mike da Silva Pereira

mspmike@hotmail.com

Universidade Federal do Pará – UFPA

Rua Augusto Corrêa, 1 – Guamá, Belém, 66075-110, Pará, Brasil.

Resumo. A intensificação do tráfego de veículos e o aumento do peso total dos automóveis podem deixar os projetos de pontes obsoletos no passar das décadas. Nesse sentido, este trabalho busca demonstrar numericamente, por meio de modelos de cálculo, o efeito nos esforços que a passagem do trem tipo mais pesado da norma NBR 7188/2013 causa sobre pontes antigas, calculadas de acordo com normas anteriores. Adotando a ponte sobre o rio Sampaio como objeto de estudo, foi feito um modelo de elementos finitos (utilizando elementos de barras) da superestrutura, o que permitiu comparar os resultados dos esforços para a passagem de diferentes trens-tipo. Mesmo que a estrutura tenha sido projetada para o caso de trem tipo TB 36 da NB 6/60 (hipótese mais otimista), verificou-se que a variação de esforços ainda é significativa, com diferença percentual de cerca de 30% para os esforços cortantes e momentos fletores em relação ao TB 45. Além disso, observou-se que a diferença percentual máxima do momento fletor foi de 218,3% para TB12 e de 62,6% para TB36. Quanto ao esforço cortante, a diferença percentual máxima foi de 67,5% para TB12, e de 41,2% para TB36.

Palavras-chave: Cargas móveis; Pontes; Elementos finitos.

Abstract. *The increase in traffic and in the total weight of automobiles can make bridge projects obsolete over the decades. In this sense, this work aims to demonstrate numerically, through numerical models, the impacts on the load effects due to the passage of the heaviest vehicle-type from the Brazilian code NBR 7188/2013 on old bridges, calculated according to previous codes. Using the bridge over the Sampaio River as the object of study, a finite element model (employing bar elements) of the superstructure was created, which allowed the comparison among the results of the load effects due to the passage of different vehicle types. Even though the structure was designed for the TB 36 vehicle type, from the code NB 6/60 (more optimistic hypothesis), it was found that the variation of load effects is still significant, with a difference of about 30% for shear forces and Bending moments compared to TB 45. In addition, it was verified that the maximum percentage difference in bending moment was 218.3% for TB12 and 62.6% for TB36. Regarding shear stress, the maximum percentage difference for TB12 was 67.5%, and 41.2% for TB36.*

Keywords: *Moving loads; Bridges; Finite element.*

1 INTRODUÇÃO

Trens-tipo são uma simplificação do carregamento móvel que o tráfego de veículos gera sobre estruturas rodoviárias, de modo a melhor representar as ações devidas ao tráfego. Contudo, há de se levar em conta que o crescimento da frota de veículos e sua mudança de características técnicas (peso e número de eixo, por exemplo), podem deixar os projetos de pontes obsoletos no com o passar do tempo. Observando a idade do conjunto de pontes brasileiras e levando-se em conta o crescimento da frota de veículos, é esperado que o tráfego para o qual algumas pontes foram projetadas não reflita a realidade atual (ver Figura 1).

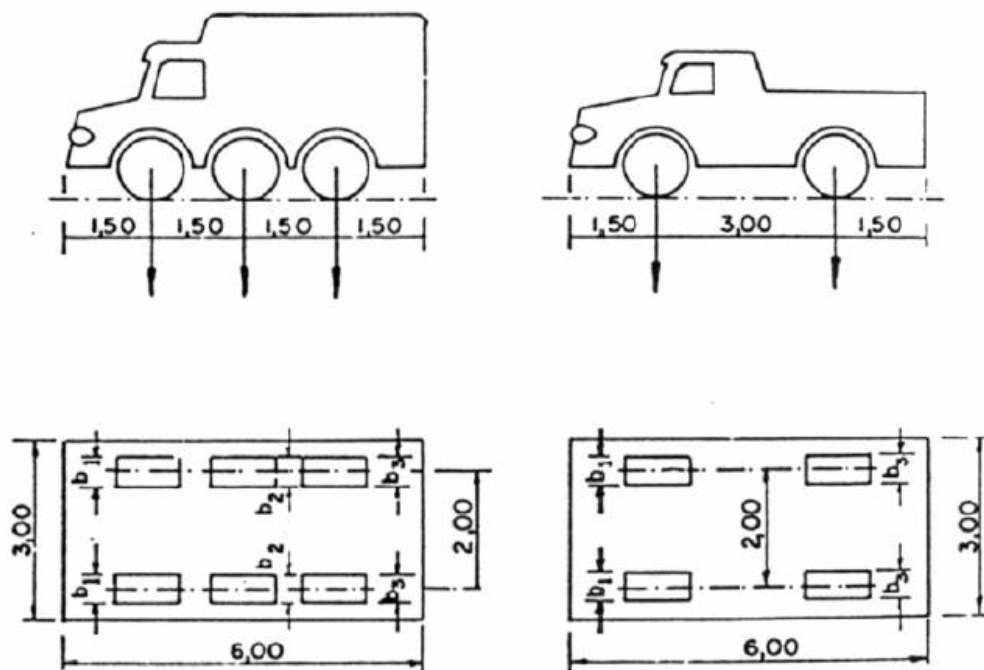


Figura 1: Configuração dos trens-tipo de projeto segundo a NB 2/1961. Fonte: ABNT (1960).

A malha rodoviária brasileira, incluindo suas obras de arte, teve uma expansão significativa na década de 1940, período em que também foram criadas as primeiras Normas Brasileiras de validade nacional referente ao cálculo e execução de estruturas de concreto armado (MENDES, 2009). Desde sua implantação até o presente momento, muitas obras de arte foram substituídas, restauradas, reforçadas e alargadas, a fim de atender as condições de uso de maneira satisfatória. Segundo dados divulgados pelo Tribunal de Contas da União (TCU) contidos em SILVA (2014), cerca de 75% das pontes existentes nas rodovias brasileiras precisam passar pelo processo de intervenção.

No Brasil, inúmeras pontes apresentam danos possivelmente relacionados ao excesso de carga rodoviária, que é superior à carga para a qual foram projetadas. Um exemplo disso são as pontes projetadas até 1981, pois o trem tipo máximo adotado nesse período era de 36t. Em 1982, foi feita a adoção do trem tipo 45t pela NBR 7188/1984 (ABNT, 1984). Porém, as pontes antes projetadas com o trem tipo de 36 t continuam em uso, sendo que muitas continuam sem nenhum tipo de reforço para se adequar ao aumento do trem tipo (VITÓRIO, 2008).

Nesse contexto, este trabalho tem como objeto de estudo a Ponte Sobre o Rio Sampaio, a qual conecta o município de Salinópolis a praia do Atalaia, um dos destinos mais movimentados de turistas na região do litoral paraense, sobretudo nos meses de junho à agosto. A Ponte é a única estrutura que permite acesso rodoviário (PA-444) à ilha do Atalaia (ver Figura 2) e, desde sua construção, em meados da década de 1970, seu tráfego de veículos cresce de forma intensa, devido tanto ao aumento da frota brasileira de automóveis quanto a intensificação da atividade turística na região.



Figura 2: Localização da Ponte Sobre o Rio Sampaio

Nesse estudo, adotou-se a hipótese que o trem-tipo de projeto não seja mais representativo para tráfego atual sobre a ponte. Portanto, a modelagem numérica surge como opção para comparar os valores de esforços que a passagem de diferentes trens-tipos causa sobre a ponte. Assim, este trabalho busca demonstrar numericamente, por meio de modelos de cálculo, o impacto da intensificação do tráfego de veículos sobre a estrutura e avaliar a segurança estrutural do tabuleiro da ponte.

2 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO – PONTE SOBRE O RIO SAMPAIO

A Ponte sobre o Rio Sampaio foi construída na década de 1970, com comprimento total de 197 metros, constituída por cinco vãos de 36 metros e dois balanços de 8,5 metros. A infraestrutura é formada por tubulões de 1,20m de diâmetro e blocos de coroamento. Sua mesoestrutura apresenta pilares de 1,20m de diâmetro e transversinas de contraventamento. A superestrutura é composta por tabuleiro em forma de caixão em concreto protendido, apoiado nos pilares através de aparelhos de apoio de neoprene. A pavimentação foi feita com revestimento em concreto e juntas de material betuminoso a cada 3,00 m. Além disso, a ponte possui um guarda corpo em concreto armado.

A Figura 3 apresenta uma vista geral da ponte, a Figura 4 as seções transversais da superestrutura e a Figura 5 a vista em perfil da ponte.



Figura 3: Vista geral da ponte

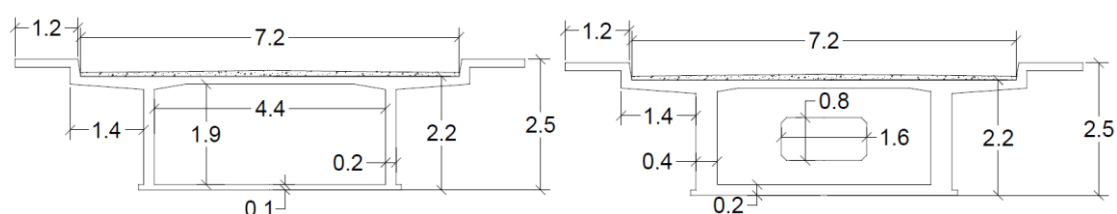


Figura 4: Seção transversal no (a) meio do vão e (b) no apoio/ diafragma

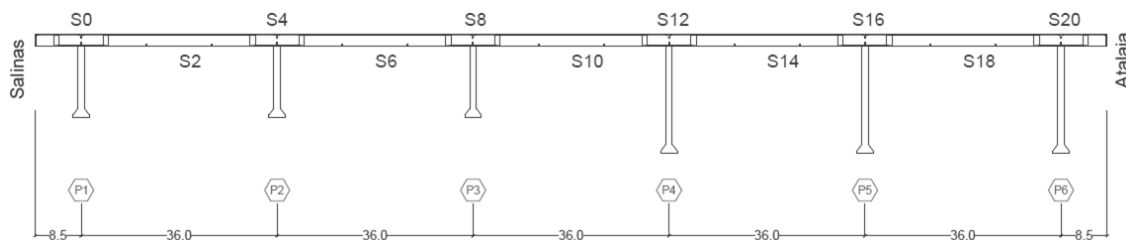


Figura 5: Perfil longitudinal da ponte

3 MODELAGEM PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

A superestrutura da ponte foi modelada pelo MEF utilizando *software* comercial *SAP2000 v18*. A análise foi feita considerando um comportamento elástico linear dos materiais sendo, essa análise, limitada à superestrutura da ponte em seção celular (caixão). Para isso optou-se pela representação através de elementos lineares (barras), pois entende-se que esse tipo de ponte pode ser satisfatoriamente representado como uma viga, em acordo com o item 14 da NBR 6118/2014 (ABNT, 2014). As seções das barras foram definidas através da ferramenta *frame design*, como exemplificado na Figura 6.

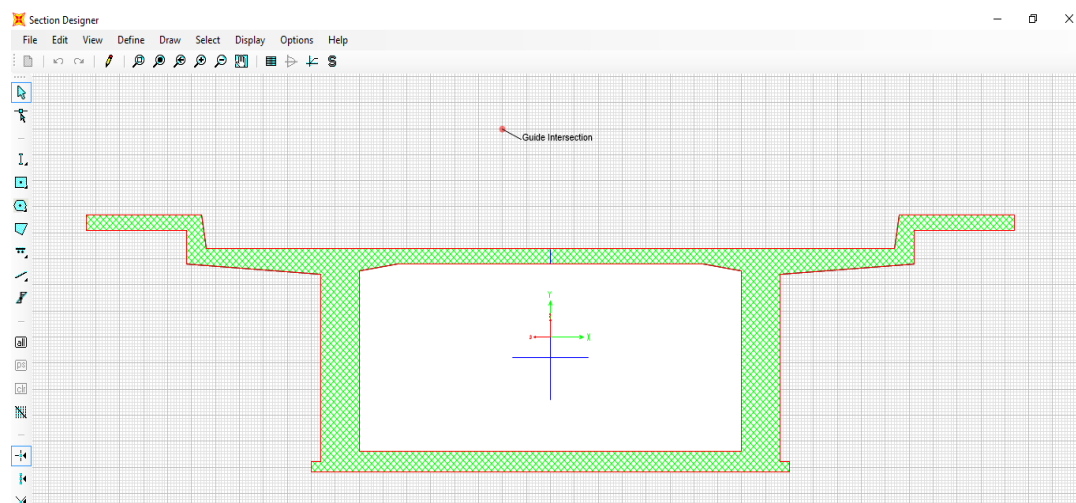


Figura 6: Criação de uma seção através do software SAP2000

Foram consideradas quatro possibilidades de carregamento: Três balizados pelas normas vigentes na época do projeto da ponte, afim de reproduzir a possível memória de cálculo original; e um último carregamento que, utilizando-se das normas atuais, serve como objeto de comparação dos esforços obtidos pelas normas antigas e atuais.

Devido à elevada rigidez à torção, característica das seções celulares, foi assumida a hipótese de que a seção da ponte não sofre deformações consideráveis por torção. Portanto, ambas longarinas devem ser submetidas a esforços e deformações aproximadamente iguais e, conseqüentemente, os esforços de flexão e cisalhamento devidos às cargas móveis não dependem significativamente da posição dos trens-tipo e das cargas distribuídas, na seção transversal.

3.1 Materiais

Em todas as análises, adotou-se como peso do concreto armado o valor de 25 kN/m^3 e o peso do revestimento asfáltico de 24 kN/m^3 .

3.2 Carregamentos

Cargas permanentes. Foram definidos como carregamentos permanentes o peso próprio da estrutura (P_p), o peso do revestimento asfáltico (P_r), o peso das transversinas (P_t), o peso dos guarda-corpos (P_{gc}) e o peso das cortinas de contenção (P_c), representados no esquema de cálculo da Figura 7.

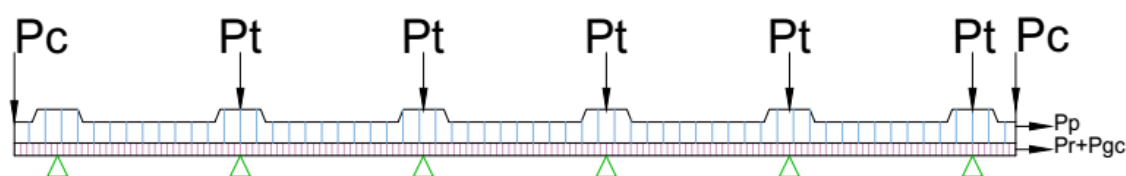


Figura 7: Esquema de cargas permanentes da estrutura

O peso próprio da estrutura foi calculado de forma automática pelo *software*, incluindo as variações de seção no eixo longitudinal. Os demais valores foram encontrados multiplicando-se a área da seção transversal do componente em questão pelo peso específico do material, caso a carga seja distribuída. No caso de uma carga concentrada, multiplica-se o seu volume (produto da área pela espessura) pelo peso específico do material. As áreas das seções foram obtidas diretamente por recurso do *software* no *AutoCAD*, o qual foi utilizado para a elaboração das plantas e cortes da superestrutura da ponte. Os pesos das cargas permanentes são discriminados na Tabela 1.

Tabela 1: Peso das cargas permanentes

Componente	Peso específico (KN/m ³)	Área (m ²)	Espessura (m)	Peso
Revestimento asfáltico	24	0.648	-	15.552 KN/m
Cortinas de contenção	25	21.639	0.4	216.39 KN
Guarda-corpo (ambos os lados)	25	0.21	-	5.25 KN/m
Transversinas	25	5.91	0.2	29.567 KN

Cargas móveis. O trem-tipo de projeto não pode ser resgatado após pesquisa na autoridade competente, dependendo apenas do relato do engenheiro responsável pela primeira intervenção na ponte. Para cobrir a incerteza das informações optou-se por reconstruir os três trens-tipo (TB12, TB24 e TB36) da NB 6 de 1960 majorados pelo coeficiente de impacto vertical assim como recomenda a NB 2 de 1961. O Vão Médio de Cálculo (Liv) foi obtido através da Equação 4.

$$Liv = \frac{8,5 \cdot 2 + 36 \cdot 5}{7} = 28,143 \text{ m.} \quad (4)$$

Através da Equação (5) obteve-se o seguinte valor de coeficiente de impacto:

$$\varphi = 1.4 - Liv \cdot 0,007 = 1.4 - 28,143 \cdot 0,007 = 1,203. \quad (5)$$

Sendo:

φ = Coeficiente de Impacto Vertical, segundo a NB6 – 1960

Liv = Vão Médio entre os apoios [m]

O trem-tipo escolhido para representar a realidade do tráfego atual da ponte foi TB45 da NBR 7188/2013 (ABNT, 2013), uma vez que este é o mais pesado descrito em norma. O coeficiente de impacto adicional (CIA) foi desconsiderado, o coeficiente de números de faixas (CNF) pra duas faixas de rolamento é igual 1 (um). Portanto, o único coeficiente de

majoração foi o coeficiente de impacto vertical (CIV), através da Equação (6), da seguinte maneira:

$$CIV = 1 + 1.6 \cdot \left(\frac{20}{Liv+50} \right) = 1 + 1.6 \cdot \left(\frac{20}{28,143+50} \right) = 1,271. \quad (6)$$

Sendo:

CIV = Coeficiente de Impacto Vertical, segundo a NBR7188 – 2013

Liv = Vão Médio entre os apoios [m]

Os trens tipos foram modelados através da ferramenta *moving load* seguindo as configurações normativas de dois eixos para TB12 e três para os demais, como se verificam nas Figuras 8 e 9.

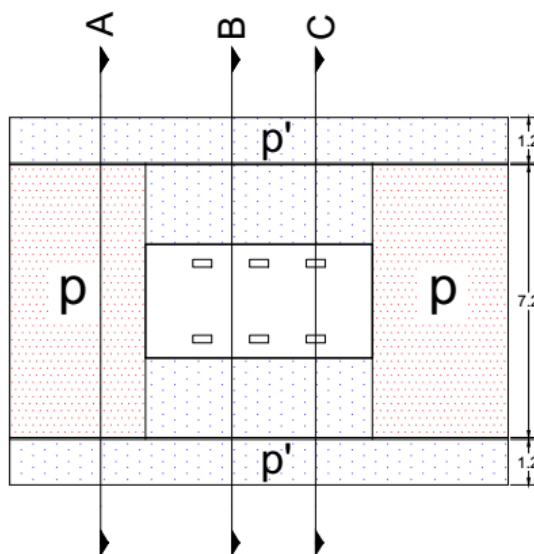


Figura 8: Exemplo de trem-tipo e carga de multidão segundo a NB 6/1960

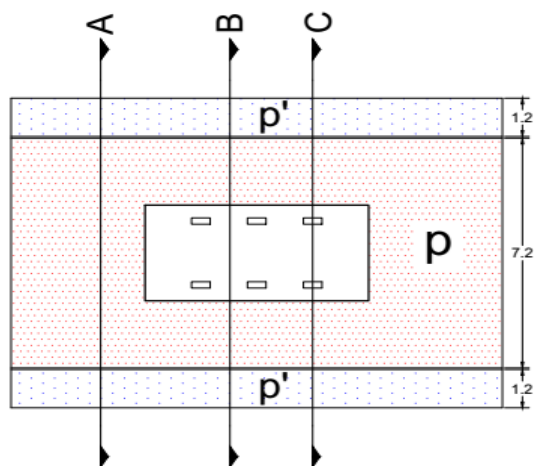


Figura 9: Exemplo de trem-tipo e carga de multidão segundo a NBR 7188/2013

Tabela 2: Valores normativos utilizados segundo a NB 6/60 (TB 12, TB 24 e TB 36) e NBR 7188/2013 (TB 45)

Tipo	Veículo			Carga Distribuída Uniforme		Peso por Roda		
	Peso Total (kN)	Peso Por Eixo (kN)	Nº Eixos	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)	Dianteira Q (kN)	Central Q (kN)	Traseira Q (kN)
TB-45	450	150	3	5,00	3,00	75	75	75
TB-36	360	120	3	5,00	3,00	60	60	60
TB-24	240	80	3	4,00	3,00	40	40	40
TB-12	120	80	2	3,00	3,00	20	-	40

As cargas móveis geradas pelos trens-tipo segundo a NB 2/1961 e NB 6/1960, adotando os valores de p e p' de acordo com Tabela 2, foram calculadas conforme descrito a seguir e demonstrado nas Figuras 10 a 15.

Seção AA':

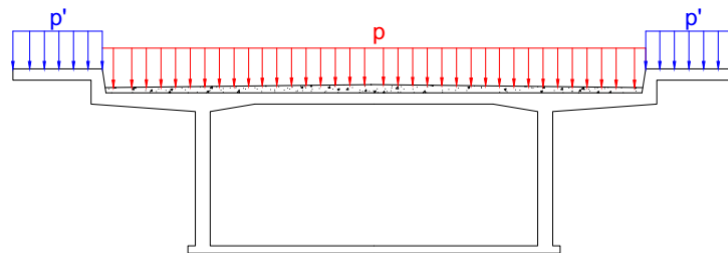


Figura 10: Corte esquemático AA' utilizado em cálculo

$$Cm = 2 \cdot Lg \cdot p' + Lp \cdot \varphi \cdot p. \quad (7)$$

Onde:

Cm = carga móvel [kN/m²];

Lg = comprimento transversal do passeio de pedestre [m];

Lp = comprimento transversal da pista de rolamento [m];

φ = coeficiente de impacto vertical;

p = carga distribuída á frente e atrás do veículo [kN/m²];

p' = carga distribuída no restante na pista e nos passeios [kN/m²];

Para o TB12:

$$Cm = 2 \cdot Lg \cdot p' + Lp \cdot \varphi \cdot p = 2 \cdot 1,2 \cdot 3 + 7,2 \cdot 1,203 \cdot 3 = 33,185 \text{ kN/m}.$$

Para o TB24:

$$Cm = 2 \cdot Lg \cdot p' + Lp \cdot \varphi \cdot p = 2 \cdot 1,20 \cdot 3 + 7,3 \cdot 1,2 \cdot 4 = 41,846 \text{ kN/m}$$

Para o TB36:

$$Cm = 2 \cdot Lg \cdot p' + Lp \cdot \varphi \cdot p = 2 \cdot 1,2 \cdot 3 + 7,3 \cdot 1,2 \cdot 5 = 50,508 \text{ kN/m.}$$

Seção BB':

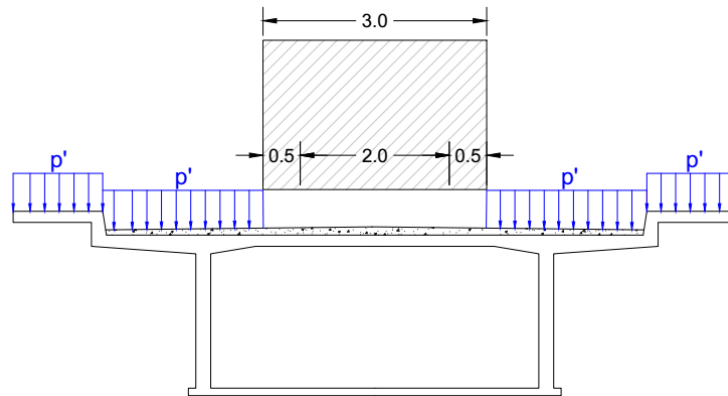


Figura 11: Corte esquemático BB' utilizado em cálculo

$$Cm = 2 \cdot Lg \cdot p' + (Lp - Cv) \cdot \varphi \cdot p'. \quad (8)$$

Onde:

Cm = carga móvel em $[kN/m^2]$;

Lg = comprimento transvesal do passeio de pedestre em m;

Lp = comprimento transvesal da pista de rolamento em m;

φ = coeficiente de impacto vertical

p = carga distribuída à frente e atrás do veículo $[kN/m^2]$;

p' = carga distribuída no restante na pista e nos passeios $[kN/m^2]$;

Cv = comprimento transversal do veículo m.

Para o TB12, TB24 e TB36:

$$Cm = 2 \cdot Lg \cdot p' + (Lp - Cv) \cdot \varphi \cdot p' = 2 \cdot 1,20 \cdot 3 + (7,2 - 3) \cdot 1,203 \cdot 3 = 22,358 \text{ kN/m.}$$

Seção CC':

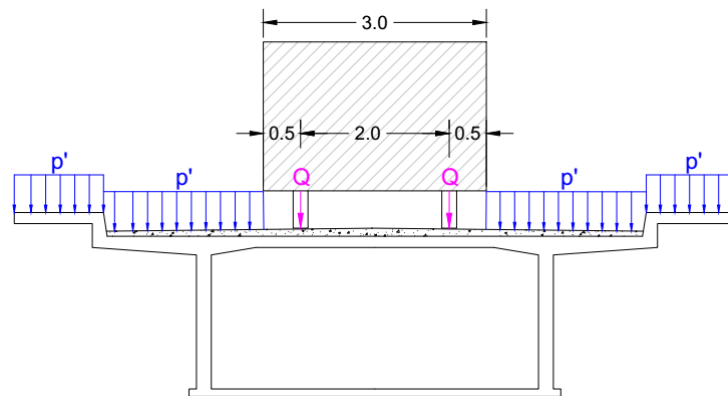


Figura 12: Corte esquemático CC' utilizado em cálculo.

$$Qm = 2 \cdot Q \cdot \varphi. \quad (9)$$

Onde:

Qm = carga móvel concentrada [kN];

Q = carga concentrada de uma roda do trem tipo [kN];

φ = coeficiente de impacto vertical.

Ressalta-se que o valor de carga distribuída é igual ao do corte BB'.

Para o TB12:

$$Qm = 2 \cdot Q \cdot \varphi = 2 \cdot 2 \cdot 1,2 = 48,12 \text{ kN.}$$

$$Qm = 2 \cdot Q \cdot \varphi = 2 \cdot 4 \cdot 1,2 = 96,24 \text{ kN.}$$

Para o TB24:

$$Qm = 2 \cdot Q \cdot \varphi = 2 \cdot 8 \cdot 1,2 = 96,24 \text{ kN.}$$

Para o TB36:

$$Qm = 2 \cdot Q \cdot \varphi = 2 \cdot 12 \cdot 1,2 = 144,36 \text{ kN.}$$

A carga móvel gerada pelo TB-45 segundo NBR 7188/2013 (ABNT, 2013), adotando os valores de p e p' de acordo com tabela 2, foi calculada da seguinte forma:

Seção AA':

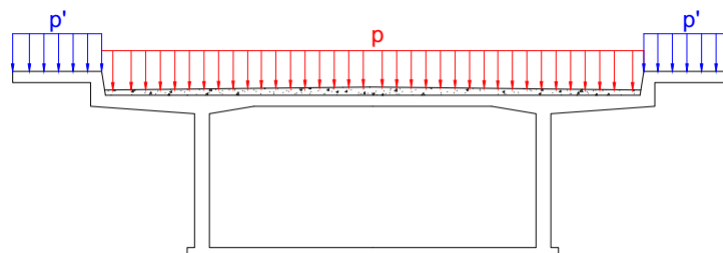


Figura 13: Corte esquemático AA' utilizado em cálculo

$$Cm = 2 \cdot Lg \cdot p' + Lp \cdot CIV \cdot p = 2 \cdot 1,2 \cdot 3 + 7,2 \cdot 1,271 \cdot 5 = 52,967 \text{ kN/m} \quad (10)$$

Onde:

Cm = carga móvel [kN/m^2]

Lg = comprimento transversal do passeio de pedestre [m]

Lp = comprimento transversal da pista de rolamento [m]

CIV = coeficiente de impacto vertical

p = carga distribuída nas faixas de rolagem [kN/m^2]

p' = carga distribuída nos passeios [kN/m^2]

Seção BB':

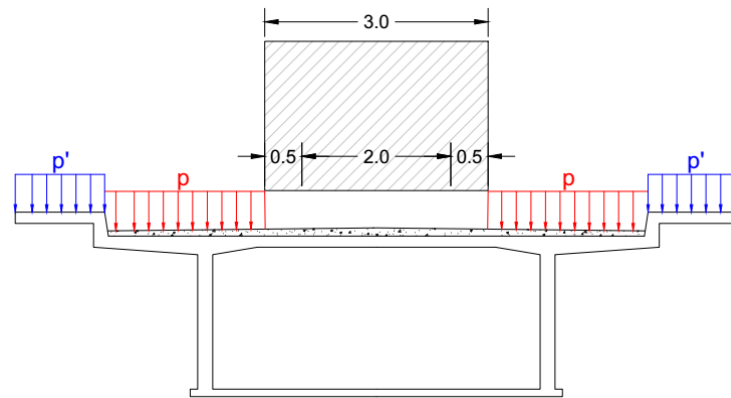


Figura 14: Corte esquemático BB' utilizado em cálculo

$$Cm = 2 \cdot Lg \cdot p' + (Lp - Cv) \cdot CIV \cdot p = 2 \cdot 1,2 \cdot 3 + (7,2 - 3) \cdot 1,271 \cdot 5 \quad (11)$$

Onde:

Cm = carga móvel [kN/m^2]

Lg = comprimento transversal do passeio de pedestre [m]

Lp = comprimento transversal da pista de rolamento [m]

φ = coeficiente de impacto vertical

p = carga distribuída nas faixas de rolagem [kN/m^2]

p' = carga distribuída nos passeios [kN/m^2]

Cv = comprimento transversal do veículo [m]

Seção CC':

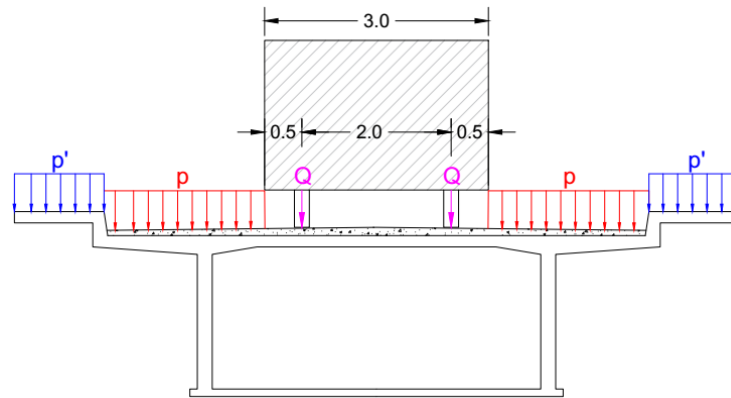


Figura 15: Corte esquemático CC' utilizado em cálculo

$$Q_m = 2 \cdot Q \cdot CIV = 2 \cdot 7,5 \cdot 1,271 = 190,695 \text{ kN}. \quad (12)$$

Onde:

Q_m = carga móvel concentrada [kN];

Q = carga concentrada de uma roda do trem tipo [kN];

CIV = coeficiente de impacto vertical.

Ressalta-se que o valor de carga distribuída é igual ao do corte BB'.

Além da modelagem dos trens-tipo, no programa *SAP2000* é necessário definir o percurso (*path*) de passagem do trem tipo. No caso do modelo em *frame*, o *path* é definido com um caminho composto por uma ou mais barras, por onde o trem-tipo trafegará, gerando esforços, os quais posteriormente permitirão um estudo das tensões.

Combinações e valores utilizados. Baseados na NB 1/1960 (ABNT, 1960) e NB 2/1961 (ABNT, 1961), a combinação utilizada para cálculos dos esforços na passagem dos trens-tipo TB12, TB24 e TB36 se expressa em:

$$Fd = 1,65 \cdot Mg + 2,0 \cdot Mp. \quad (13)$$

Sendo:

Fd = Esforço de Projeto;

Mg = Carga Permanente;

Mp = Carga Variável.

Com base na NBR 6118/2014 (ABNT, 2014), as combinações utilizadas para cálculos dos esforços na passagem do trem-tipo TB45 são demonstradas a seguir:

$$Fd = 1,0 \cdot FG + 1,4 \cdot FQ \quad (\text{Caso os esforços permanentes sejam favoráveis}) \quad (14)$$

$$Fd = 1,4 \cdot FG + 1,4 \cdot FQ \quad (\text{Caso os esforços permanentes sejam desfavoráveis}) \quad (15)$$

Sendo:

Fd = Esforço de Projeto;

FG = Carga Permanente;

FQ = Carga Variável.

Na expressão (15) foram empregados os coeficientes majorados de 1,4. Na norma de pontes esses coeficientes são: 1,35 e 1,5 para cargas permanentes e móveis, respectivamente.

3.3 Comparação de esforços

Devido à simetria geométrica da estrutura, assumiu-se que os esforços resultantes sejam equivalentes a partir do meio da ponte. Portanto, foram escolhidas seis seções representativas, das quais foram obtidos os resultados. A Figura 16 mostra a localização dos pontos de referência.

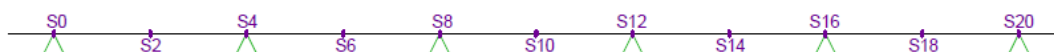


Figura 16: Seções de referência

Momento fletor. Nas Figuras 17 a 20, apresentam-se os diagramas de momento fletor em função da combinação de cargas móveis e permanentes (envoltórias).

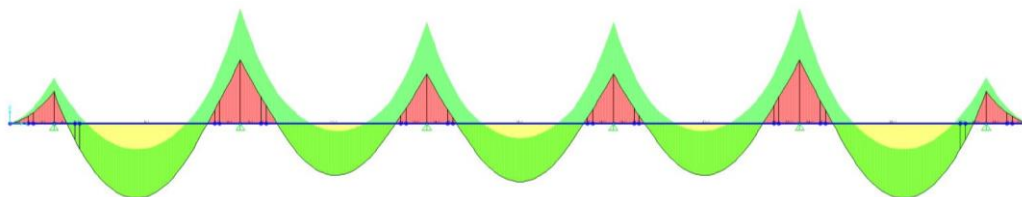


Figura 17: Diagrama de envoltória de momento fletor para TB12

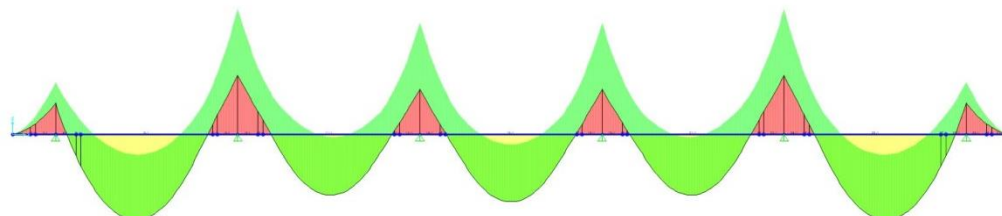


Figura 18: Diagrama de envoltória de momento fletor para TB24

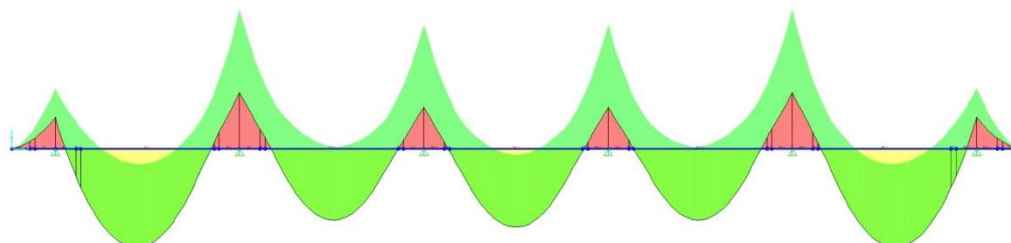


Figura 19: Diagrama de envoltória de momento fletor para TB36

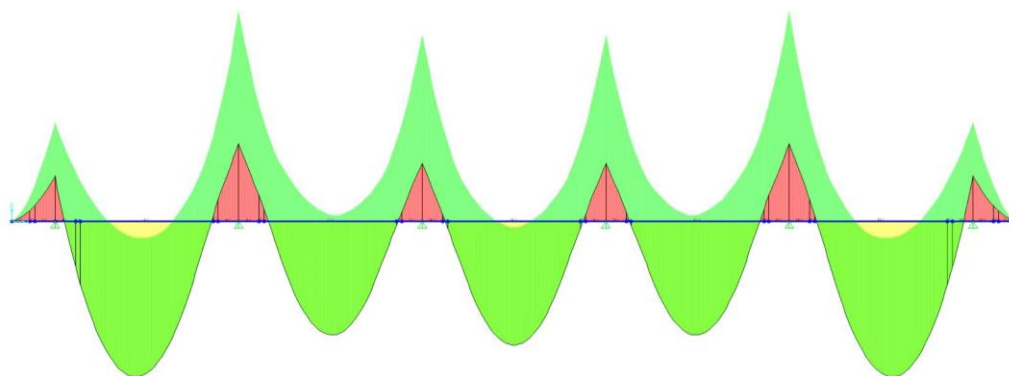


Figura 20: Digrama de envoltória de momento fletor para TB45

Analisando-se os gráficos, é possível perceber o aumento da amplitude dos momentos fletores conforme a mudança de trem-tipo, tanto nos momentos positivos quanto nos negativos. Na seção S6, nota-se que o momento mínimo deixa de ser positivo a partir da passagem de um trem-tipo TB36. Os valores de momentos fletores máximos e mínimos das seções S0 até S10, são encontrados nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3: Valores dos momentos fletores máximos e mínimos para TB 12, TB 24 e TB 36.

Seção	TB 12		TB 24		TB 36	
	$M_{\max}$ (kN.m)	$M_{\min}$ (kN.m)	$M_{\max}$ (kN.m)	$M_{\min}$ (kN.m)	$M_{\max}$ (kN.m)	$M_{\min}$ (kN.m)
S0	-8971,6	-12924,8	-8971,6	-14939,7	-8971,6	-17099,0
S2	20433,5	6992,6	23888,7	5566,3	27369,4	4077,8
S4	-17627,4	-31802,3	-16697,5	-35425,9	-15726,8	-39048,6
S6	14181,5	2038,0	16981,9	696,9	19809,2	-643,9
S8	-13841,7	-28186,6	-12799,4	-31529,7	-11757,3	-34871,9
S10	15974,2	3972,3	18859,9	2785,6	21771,4	1599,3

Tabela 4: Valores dos momentos fletores máximos e mínimos para TB 45

Seção	TB 45	
	$M_{\max}$ (kN.m)	$M_{\min}$ (kN.m)
S0	-13049,6	-28115,7
S2	43399,4	4491,4

S4	-21931	-59075,8
S6	31750,4	-1722,1
S8	-16457,6	52638,6
S10	34580,4	1638,3

De acordo com os valores de momento fletor obtidos a partir de cada caso de carregamento móvel, os resultados foram comparados em relação aos esforços encontrados com a passagem do trem-tipo TB 45. A Tabela 5 mostra a diferença percentual relativa entre os valores de momento fletor.

Tabela 5: Diferença percentual relativa nos valores de momentos fletores em relação ao TB45

Seção	TB 12		TB 24		TB 36	
	M _{max} (kN.m)	M _{mín} (kN.m)	M _{max} (kN.m)	M _{mín} (kN.m)	M _{max} (kN.m)	M _{mín} (kN.m)
S0	31,3%	54,0%	31,3%	46,9%	31,3%	39,2%
S2	52,9%	55,7%	45,0%	23,9%	36,9%	9,2%
S4	19,6%	46,2%	23,9%	40,0%	28,3%	33,9%
S6	55,3%	218,3%	46,5%	140,5%	37,6%	62,6%
S8	15,9%	46,5%	22,2%	40,1%	28,6%	33,8%
S10	53,8%	142,5%	45,5%	70,0%	37,0%	2,4%
Média	38,1%	93,9%	35,7%	60,2%	33,3%	30,2%
Máximo	55,3%	218,3%	46,5%	140,5%	37,6%	62,6%

Assim, observa-se que a diferença média do momento fletor máximo em relação à norma atual, é de 38,1%, 35,7% e 33,3%, enquanto que do momento fletor mínimo é de 93,4%, 60,2% e 30,2%, para os trens tipos TB12, TB 24 e TB 46, respectivamente. A diferença percentual máxima para TB12 foi de 218,3% (Seção S6) e, quanto para TB36 foi de 62,6% (Seção S6).

Esforço cortante. Os diagramas de esforços cortantes devido à combinação de cargas móveis e permanentes (envoltórias) são apresentados nas Figuras 21 a 24.

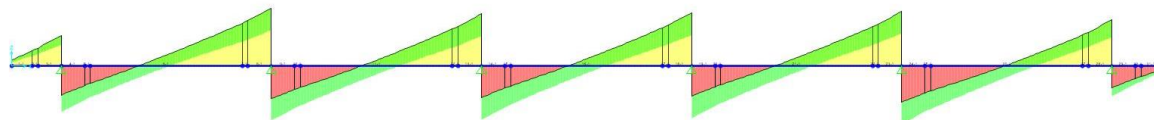


Figura 21: Digrama de envoltória de esforço cortante para TB12

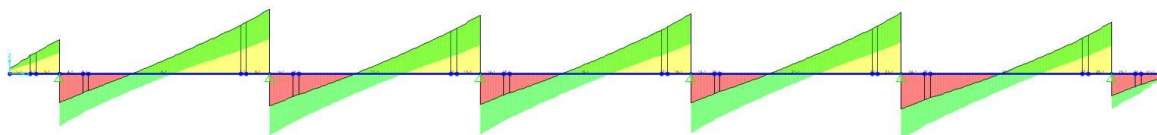


Figura 22: Digrama de envoltória de esforço cortante para TB24

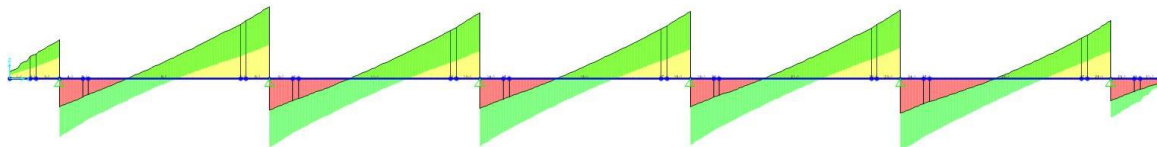


Figura 23: Digrama de envoltória de esforço cortante para TB36

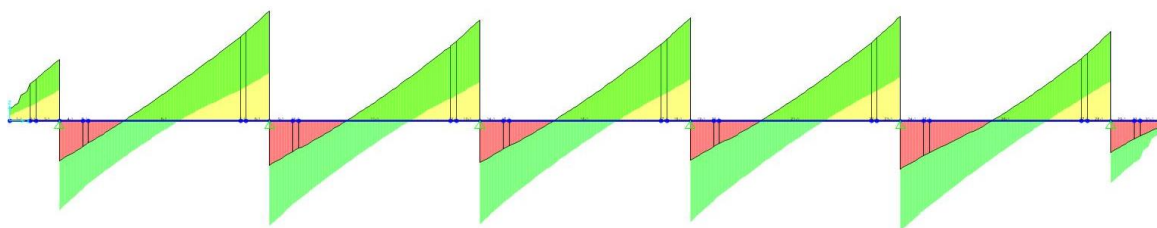


Figura 24: Digrama de envoltória de esforço cortante para TB45

Assim como no caso dos diagramas de momentos fletores, observa-se um aumento crescente dos esforços cortantes conforme o trem-tipo varia. Os valores de esforços cortantes máximos e mínimos das seções S0 até S10, medidos também pela direita e pela esquerda dos apoios, são encontrados nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6: Valores dos esforços cortantes máximos e mínimos para TB 12, TB 24 e TB 36

Seção	TB12		TB24		TB36	
	$V_{\max}$ (kN)	$V_{\min}$ (KN)	$V_{\max}$ (kN)	$V_{\min}$ (KN)	$V_{\max}$ (kN)	$V_{\min}$ (KN)
S0-Esq	2601,6	1846,3	2959,6	1846,3	3317,6	1846,3
S0-Dir	-2476,9	-3956,8	-2426,6	-4451,5	-2376,3	-4951,4
S2	540,2	-459,8	755,7	-642,3	975,7	-829,3
S4-Esq	4933,3	3064,7	5529,8	2983,1	6128,3	2896,4
S4-Dir	-2786,7	-4655,9	-2710,8	-5237,0	-2635,0	-5821,1
S6	598,3	-613,4	827,6	-836,0	1061,7	-1063,3
S8-Esq	4459,6	2558,4	5032,5	2461,2	5608,1	2364,0
S8-Dir	-2669,8	-4562,0	-2583,9	-5140,3	-2498,2	-5721,4
S10	608,2	-608,2	834,7	-834,7	1065,9	-1065,9

Tabela 7: Valores dos esforços cortantes máximos e mínimos para TB 45

TB45		
Seção	V _{max} (kN)	V _{mín} (KN)
S0 - Esq	5307,5	2685,5
S0 - Dir	-3411,0	-7668,5
S2	1660,4	-1402,3
S4-Esq	9404,3	4096,6
S4-Dir	-3770,2	-8951,0
S6	1775,2	-1754,4
S8-Esq	8641,8	3359,9
S8-Dir	-3568,2	-8806,6
S10	1769,6	-1769,6

Os valores de esforços cortantes devidos à passagem dos trens-tipo TB 12, TB 24 e TB 36 foram comparados em relação aos resultados dos esforços do trem-tipo TB 45. Na Tabela 8, mostra-se a diferença percentual relativa entre os valores de esforço cortante.

Tabela 8: Diferença percentual relativa dos valores de esforços cortantes em relação ao TB45

Seção	TB 12		TB 24		TB 36	
	V _{max} (kN)	V _{mín} (KN)	V _{max} (kN)	V _{mín} (KN)	V _{max} (kN)	V _{mín} (KN)
S0 – Esq	51,0%	31,3%	44,2%	31,3%	37,5%	31,3%
S0 – Dir	27,4%	48,4%	28,9%	42,0%	30,3%	35,4%
S2	67,5%	67,2%	54,5%	54,2%	41,2%	40,9%
S4-Esq	47,5%	25,2%	41,2%	27,2%	34,8%	29,3%
S4-Dir	26,1%	48,0%	28,1%	41,5%	30,1%	35,0%
S6	66,3%	65,0%	53,4%	52,4%	40,2%	39,4%
S8-Esq	48,4%	23,9%	41,8%	26,7%	35,1%	29,6%
S8-Dir	25,2%	48,2%	27,6%	41,6%	30,0%	35,0%
S10	65,6%	65,6%	52,8%	52,8%	39,8%	39,8%
Média	47,2%	47,0%	41,4%	41,1%	35,5%	35,1%
Máximo	67,5%	67,2%	54,5%	54,2%	41,2%	40,9%

A partir dessa comparação, observa-se a diferença no valor do esforço cortante máximo em relação à norma atual (com o trem-tipo TB 45), é de 47,2%, 41,4% e 35,5%, enquanto a diferença do esforço cortante mínimo é de 47%, 41,1% e 35,1%, para os trens tipos TB12, TB

24 e TB 45, respectivamente. A diferença percentual máxima para TB12 foi de 67,5% (Seção S2) e, quanto para TB36 foi de 41,2% (Seção S2).

Como mencionado anteriormente, o trem-tipo para o qual a ponte sobre o rio Sampaio foi projetada é desconhecido. A análise dos resultados de momentos fletores e esforços cortantes mostram, no entanto, diferença média superior a 30% dos esforços mesmo para o trem tipo TB 36, o mais pesado da norma NB 6/60. Tal diferença influencia diretamente no dimensionamento da estrutura e, conseqüentemente, na sua segurança, uma vez que o aumento do carregamento altera os esforços solicitantes, que correm o risco de não serem resistidos pela estrutura.

4 CONCLUSÃO

Entende-se que o objetivo ao qual este trabalho se propôs foi atendido, uma vez que foi verificado o impacto que a mudança de trem-tipo gera sobre os esforços na ponte. Na análise com o modelo baseado em método numérico, verificou-se que mesmo que a estrutura tenha sido projetada para o caso de trem tipo TB 36 da NB 6/60 (hipótese mais otimista), a variação de esforços ainda é significativa, com diferença percentual de cerca de 30% para os esforços cortantes e momentos fletores em relação ao TB 45.

Parte do processo de avaliação da estrutura se baseou na recuperação de dados a respeito das características da ponte. Com o levantamento de dados realizado, foi possível o acesso a algumas dessas informações. Porém algumas plantas resgatadas estavam desatualizadas ou incompletas, o que se revelou um dos fatores limitantes da pesquisa. Entende-se que parte do processo de monitoramento e manutenção de obras de arte depende de um sistema acessível de informações. Neste sentido, mesmo que em pequena escala, este trabalho também contribui com informações acerca da Ponte sobre o rio Sampaio.

Para uma melhor análise, sugere-se para trabalhos futuros a modelagem da estrutura em elementos de casca, para melhor avaliar os deslocamentos e esforços na estrutura. Nesta modelagem pode-se estudar os efeitos dinâmicos na estrutura. Adicionalmente, conhecendo-se o detalhamento das armaduras ativas e passivas, pode-se fazer um detalhamento das armaduras, de acordo com os esforços obtidos pela passagem de um trem tipo TB 45, de modo a comparar as áreas de aço. Além disso, para promover o estudo de pontes antigas no Estado do Pará, recomenda-se a criação de um sistema de cadastro de obras de arte públicas que seja de fácil acesso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1961. *ABNT NB 2 – Projeto e execução de pontes em concreto armado*, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1960. *ABNT NB 6 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias*, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1960. *ABNT NBR 1 – Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado*, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014. *ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013. *ABNT NBR 7188 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias e Passarelas de Pedestres*, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984. *NBR 7188/1984: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*.

MENDES, P. D. T. C., 2009. *Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicada à rede de rodovias brasileiras*. (Tese de Doutorado). Ed. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

SILVA, P. F. et al., 2014. *Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes. Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Ponte sobre o Rio Correias na BR 101/SC*. Relatório Técnico/ VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas.

VITÓRIO, J. A. P., 2008. *Avaliação do grau e risco estrutural de pontes rodoviárias de concreto*. In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON.