

Reinforced concrete bridges: effects due to corrosion and concrete Young modulus variation

Pontes de concreto armado: efeitos da corrosão e da variação do módulo de elasticidade do concreto



P. T. C. MENDES^a
paulo.tcm@uol.com.br

M. L. T. MOREIRA^b
mtmoreira@uol.com.br

P. M. PIMENTA^c
ppimenta@usp.br

Abstract

Most of the Brazilian bridges of federal road network are made of reinforced concrete and are more than 30 years old, with little information about the mechanical properties of their constitutive materials. Along the service life of these bridges much modification occurred on vehicles load and geometry and in design standard. Many of them show signs of concrete and steel deterioration and their stability conditions are unknown. With the aim of contributing to the structural evaluation of reinforced concrete bridges it was decided to analyze the stresses in reinforced concrete bridge sections to verify the effects due to reinforcement corrosion and variation of the concrete Young modulus on the stress distribution regarding several load patterns and cracking effects in a representative bridge of the Brazilian road network with different longitudinal reinforcement taxes and two concrete Young modulus, E_c and $0.5E_c$, and with different percentage of reinforcement corrosion. The analysis considered two finite element models: frame and shell elements as well as solid elements. The results indicate that these variation effects are more significant in reinforcement bars than in concrete.

Keywords: concrete bridges; reinforcement corrosion; stresses distribution.

Resumo

A maioria das pontes da malha de rodovias federais brasileiras é de concreto armado e tem idade superior a 30 anos, sendo escassas as informações sobre seus materiais constituintes e suas características mecânicas. Ao longo da vida útil dessas pontes ocorreram alterações de capacidade de carga e geometria dos veículos da frota circulante e alterações dos trens-tipo para o dimensionamento dessas estruturas. Muitas delas apresentam sinais perceptíveis de deterioração, tanto do concreto quanto da armadura, e não se conhece o grau de comprometimento dessas estruturas. Este trabalho pretende contribuir para a avaliação estrutural das pontes de concreto armado através da análise da variação da distribuição de tensões no concreto e na armadura, decorrentes da variação do módulo de elasticidade do concreto e da redução da taxa geométrica de armadura longitudinal por corrosão, em uma ponte representativa do estoque de pontes existentes. A análise foi feita com a utilização de dois modelos em elementos finitos, um com elementos de barras e cascas e outro com elementos sólidos, nos quais foram simuladas variações no módulo de elasticidade do concreto e diferentes condições de corrosão da armadura longitudinal das longarinas. Os resultados obtidos indicam que os efeitos da variação do módulo de elasticidade do concreto e da taxa geométrica de armadura são mais significativos nas tensões na armadura que no concreto.

Palavras-chave: pontes de concreto; corrosão da armadura; distribuição de tensões.

^a Universidade Federal do Piauí, Depto. de Estruturas, Centro de Tecnologia, Coordenador de Engenharia Civil – NOVAFAP, paulo.tcm@uol.com.br, Campus da Ininga – Teresina – PI - Brasil CEP 64.049-550.

^b Universidade Federal do Piauí, Depto. de Estruturas, Centro de Tecnologia, mtmoreira@uol.com.br, Campus da Ininga – Teresina – PI – Brasil CEP 64.049-550.

^c Universidade de São Paulo, EPUSP, ppimenta@usp.br, Av. Prof. Almeida Prado, Trav. 2, 83, Cidade Universitária – São Paulo – SP – Brasil CEP 05.508-900.

1. Introdução

Pesquisa realizada por Mendes [1] com as informações disponíveis sobre as 5.619 pontes existentes na rede de rodovias federais brasileiras possibilitou caracterizá-las quanto à idade, dimensões, número de vãos, sistema estrutural, trem-tipo de projeto e as condições de estabilidade e de durabilidade. A maioria dessas pontes tem idade superior a 30 anos, com pouca ou nenhuma informação sobre as características mecânicas de seus materiais constituintes. As alterações ocorridas ao longo do tempo na capacidade de carga e geometria dos veículos da frota circulante, bem como a constatação de sinais perceptíveis de deterioração, tanto do concreto quanto da armadura dessas pontes, direcionaram para uma avaliação da distribuição das tensões na seção transversal das pontes de concreto armado que considerasse os efeitos da variação do módulo de elasticidade do concreto e da corrosão da armadura.

Este trabalho tem por objetivo contribuir para a avaliação estrutural das pontes de concreto armado através da análise da variação da distribuição de tensões no concreto e na armadura, decorrentes da variação do módulo de elasticidade do concreto e da redução da taxa geométrica de armadura longitudinal por corrosão, em uma ponte representativa do estoque de pontes existentes.

Neste trabalho foi analisada uma ponte com vão e seção transversal representativos das pontes existentes nas rodovias federais brasileiras, supondo diferentes taxas de armadura longitudinal, diferentes configurações de corrosão da armadura existente em cada caso e dois valores para o módulo de elasticidade do concreto – E_c e $0,5.E_c$. O valor de E_c foi determinado com a expressão da NBR6118 [3] supondo um concreto com $f_{ck} = 18,0$ MPa. Devido ao desconhecimento do valor real das resistências características das pontes mais antigas e para considerar o efeito da deformação

lenta, optou-se também por considerar o módulo de elasticidade como metade de E_c .

1.1 Justificativa do modelo adotado

Em pesquisa realizada por Mendes [1] foi obtida a distribuição das pontes das rodovias federais por faixa de idade, destacando-se o elevado número de pontes (41,2%) com idade desconhecida. A Figura 1 apresenta a distribuição por idade dessas pontes, excluindo aquelas com idade desconhecida. Admitindo que essa amostra seja representativa do conjunto, 70% do número de pontes tem idade superior a 30 anos, a partir da qual há naturalmente um crescimento significativo das patologias [2]. Cabe observar, entretanto, que as pontes com idades desconhecidas provavelmente são as mais antigas, o que elevaria o percentual de pontes com idade superior a 30 anos.

O elevado número de pontes para as quais se desconhece (ou não foi informado) o ano de construção constitui apenas uma amostra das dificuldades encontradas para uma análise mais detalhada da situação existente, e uma evidência da pouca importância dada ao registro e tratamento das informações.

Das pontes existentes nas rodovias federais brasileiras, 1.588 pontes não tiveram seu sistema estrutural informado. Excluídas as pontes para as quais o sistema estrutural não foi informado, 98% das pontes são em concreto armado ou protendido, em viga, laje ou arco (Figura 2).

Do total de pontes cadastradas, para 3.153 delas se desconhece qual o seu trem-tipo de projeto (correspondentes a 56% do número total de pontes). Das pontes com trem-tipo de projeto conhecido, 642 foram projetadas com trem-tipo de 240 kN (correspondentes a 26%), 1.587 foram projetadas com trem-tipo de 360 kN (correspondentes a 64,4%) e 237 foram projetadas com trem-tipo

Figura 1 - Distribuição do número de pontes por faixas de idade, excluídas as com idade desconhecida

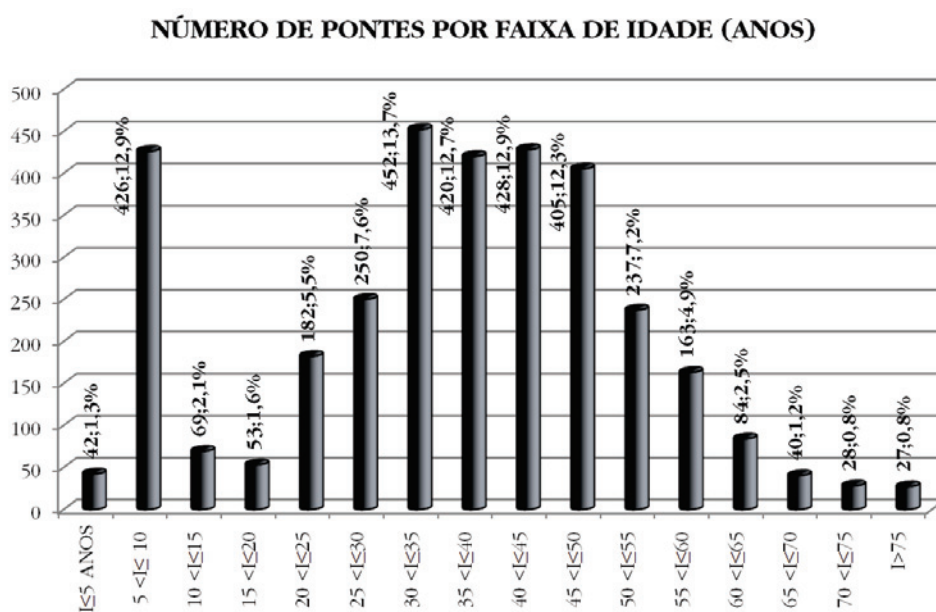
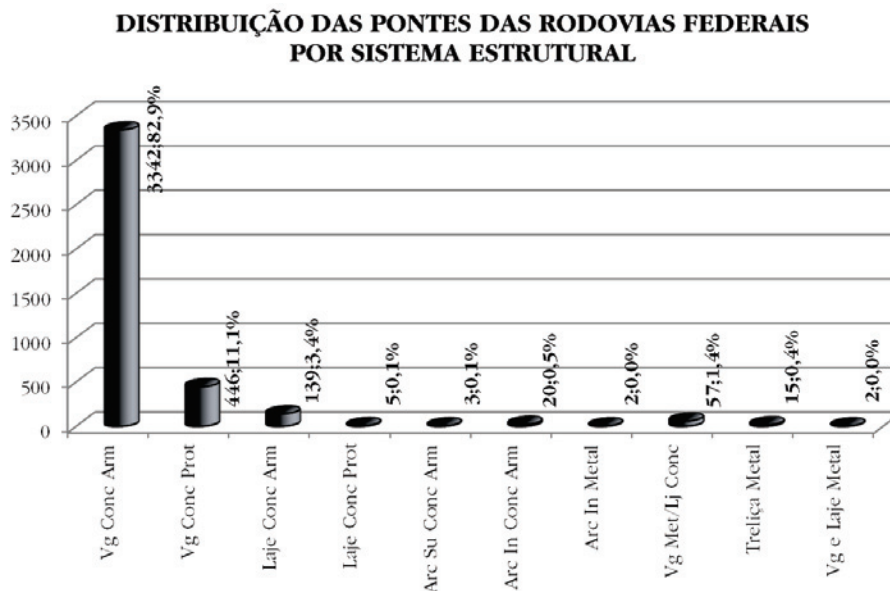


Figura 2 – Distribuição do número de pontes por sistema estrutural, excluídas as pontes não informadas



de 450 kN (correspondentes a 9,6%) (Figura 3). É provável que a maioria das pontes não informadas tenham sido projetadas com trem-tipo de 240 kN.

Dentre as 642 pontes projetadas com o trem-tipo de 240 kN, não há registro do número de vãos para 243 delas. A Figura 4 apresenta a distribuição das 399 pontes projetadas com trem-tipo de 240 kN, por número de vãos, das quais 54% são bi-apoiadas.

Das 399 pontes projetadas com o trem-tipo de 240 kN e número de vãos conhecido, duas não tiveram informados os valores dos vãos. A Figura 5 apresenta a distribuição das 397 pontes projeta-

das com trem-tipo de 240 kN, por faixas de vão máximo, destacando-se que 93% delas possuem vão máximo inferior a 30,0m e destas, 53,9% possuem apenas um vão. Consideradas todas as pontes informadas, para todos os trens-tipo, o percentual é praticamente o mesmo (50%).

2. Caracterização dos modelos

Em razão do exposto, a ponte representativa adotada para análise

Figura 3 – Distribuição das pontes por trem-tipo de projeto, excluídas as não informadas

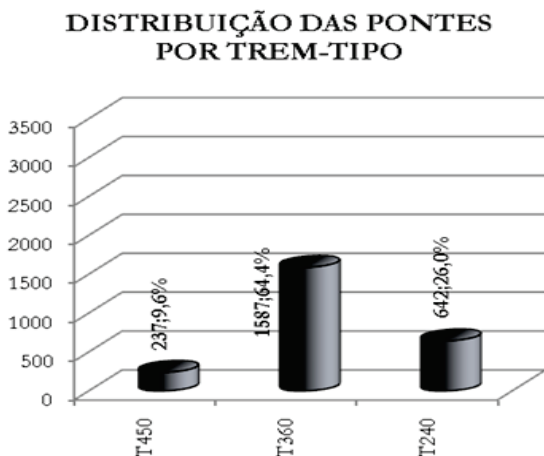


Figura 4 – Distribuição das pontes TB240 por número de vãos, excluídas as não informadas

**DISTRIBUIÇÃO DAS PONTES
T240 POR NÚMERO DE VÃOS**

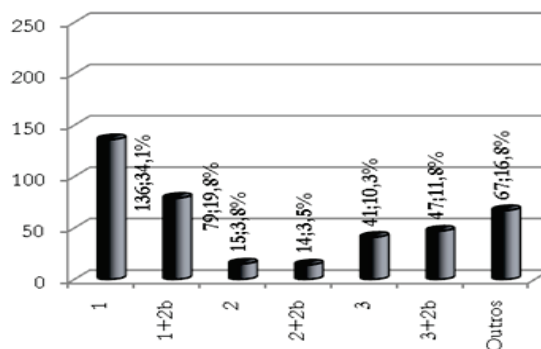


Figura 5 – Distribuição das pontes TB240 por faixas de vão máximo, excluídas as não informadas

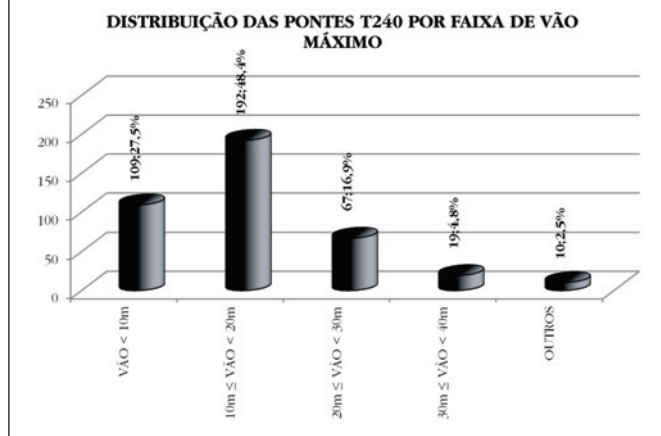
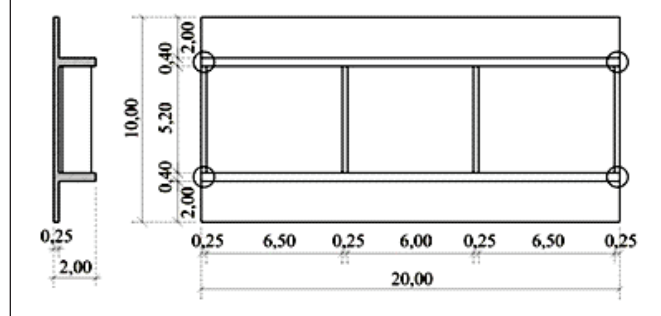


Figura 6 – Ponte representativa (MENDES (1))



é em viga simplesmente apoiada de concreto armado, com vão de 20,0 m e dimensões da seção transversal conforme Figura 6. Para efeito de análise admitiu-se concreto com $f_{ck} = 18,0$ MPa e armadura constituída de aço CA24 ou CA50.

2.1 Modelos computacionais

Para avaliação numérica do comportamento da ponte foi utilizado o programa SAP2000 – V11. Foram adotados dois modelos computacionais. O primeiro modelo consistiu na discretização das vigas com elementos finitos de barras e a laje com elementos finitos de cascas (B-C), conforme Figura 7. Neste modelo, determinados os momentos fletores atuantes nas longarinas, as tensões no concreto e na armadura foram obtidos a partir da admissão da hipótese de Navier de manutenção da seção plana, nos Estádios 1 e 2, considerando a resultante de tração na armadura situada no seu centro de gravidade. No segundo modelo, os elementos constituintes da superestrutura da ponte foram discretizados com elementos finitos sólidos (SOL) representativos do concreto e das diferentes barras da armadura, com suas respectivas caracterís-

ticas mecânicas, conforme Figura 8. Neste caso as tensões no concreto e nas diversas barras da armadura foram fornecidas diretamente pelo programa para cada um dos elementos finitos constituintes do modelo. Para a seção no Estádio 1, a seção foi considerada íntegra, com perfeita aderência entre os elementos representativos do concreto e das barras de aço. Para o Estádio 2, foi estimada a altura da linha neutra e a fissura da seção foi simulada com a retirada dos elementos de concreto abaixo dela, nas imediações da fissura, e na região não fissurada permaneceram as condições do Estádio 1.

2.2 Módulos de elasticidade do concreto e do aço

Para a análise dos modelos adotou-se um módulo de elasticidade do concreto $E_c = 23,8$ GPa correspondente ao valor sugerido na NBR 6118 [3].

Devido à precariedade das informações relativas às características mecânicas dos concretos executados nessas pontes, optou-se por analisá-las considerando também um módulo de elasticidade do concreto correspondente a 50% do valor de E_c , com o objetivo de avaliar a influência deste fator na distribuição de ten-

Figura 7 – Modelo com elementos finitos de barras e cascas (MENDES (1))

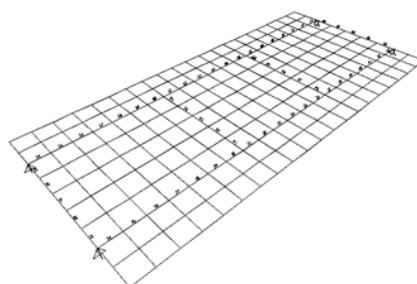


Figura 8 – Modelo com elementos finitos sólidos (MENDES (1))

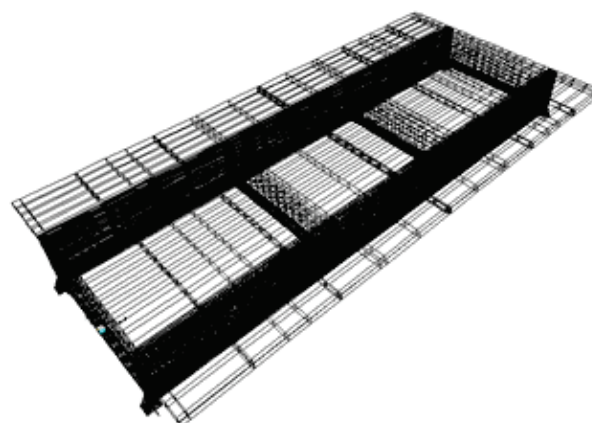


Figura 9 - Distribuição das barras na seção transversal das longarinas (MENDES (1))

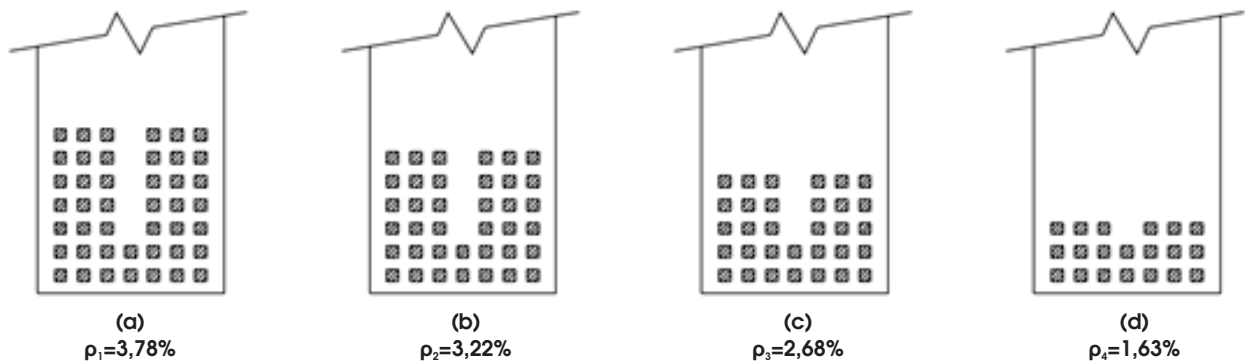


Figura 10 - Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada com 40% de corrosão (MENDES (1))

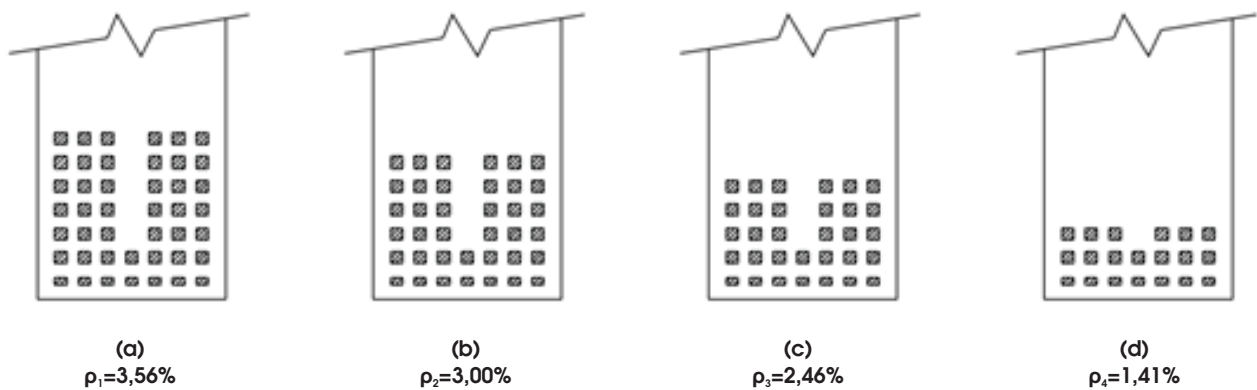


Figura 11 - Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada com 100% de corrosão (MENDES (1))

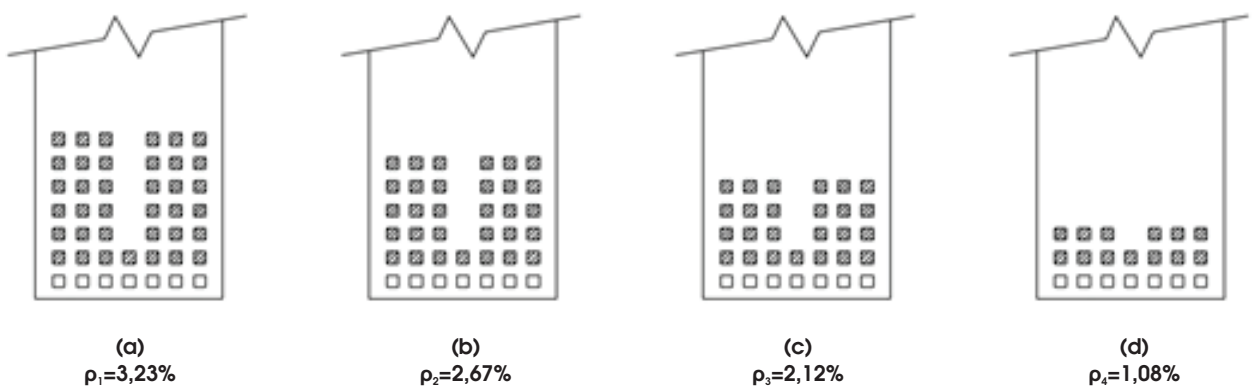
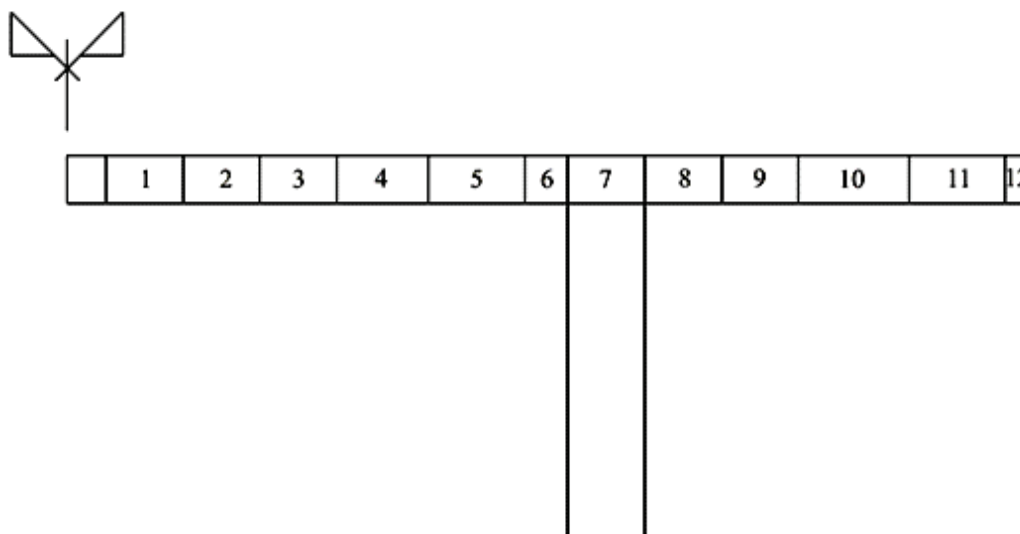


Figura 12 – Elementos comprimidos do tabuleiro da ponte



sões no concreto e no aço. O módulo de elasticidade do aço foi considerado $E_s = 210,0$ GPa.

2.3 Variação da taxa geométrica da armadura

A taxa geométrica da armadura longitudinal das vigas foi considerada com os valores $\rho_1=3,78\%$, $\rho_2=3,22\%$, $\rho_3=2,68\%$ e $\rho_4=1,63\%$, correspondentes a possibilidades de detalhamento com o aço CA24 e com o aço CA50, para os diversos processos de dimensionamento, conforme Figura 9.

2.4 Configurações de corrosão

Tendo em vista que a configuração de corrosão da armadura longitudinal mais freqüente corresponde à corrosão das barras da camada inferior, optou-se por admitir a redução de seção das barras dessa camada em 40% e 100%, conforme as Figuras 10 e 11.

2.5 Carregamentos

Para análise das pontes dimensionadas para o trem-tipo de 240 kN, foram considerados os carregamentos correspondentes às cargas permanentes e aos trens-tipo TB360 da NB6 [4] e TB450 da NB6 [5], incluindo o efeito de impacto através do coeficiente de impacto ϕ .

3 Resultados das análises

3.1 Tensões de compressão no concreto – efeito da fissuração

Para os modelos com elementos de barra e casca (B-C), a tensão máxima de compressão no concreto, considerada uniforme ao longo da largura comprimida, e a tensão de tração na armadura, determinada no seu centro de gravidade e ambas variando linearmente ao longo da altura, foram obtidas a partir do mo-

mento fletor máximo e das características geométricas da seção transversal [6].

No modelo com elementos sólidos, a tensão longitudinal de compressão no topo do tabuleiro varia consideravelmente ao longo da largura da aba comprimida, no centro dos elementos de 1 a 12 indicados na Figura 12, dependendo do tipo de carregamento aplicado, conforme indicado nas Figuras 13 e 14 para as situações de carregamento {PERM} e {PERM + ϕ .TB450} no Estádio 1 e Figuras 15 e 16 no Estádio 2.

Observa-se para o carregamento {PERM} que o valor máximo da tensão longitudinal de compressão no topo do tabuleiro é de 2.897 kN/m², ou $2,90$ MPa (Figura 13), obtido com o concreto tracionado não fissurado e que na situação mais desfavorável de carregamento, correspondente à combinação {PERM + ϕ .TB450}, o valor máximo da tensão longitudinal de compressão no topo do tabuleiro é de 6.790 kN/m², ou $6,79$ MPa (Figura 16), obtido com o concreto tracionado fissurado. Portanto, a tensão de compressão longitudinal máxima varia entre $2,90$ MPa e $6,79$ MPa, com a seção considerada não fissurada e fissurada, respectivamente. Constata-se que a tensão de compressão máxima do concreto sofre um acréscimo de $134,1\%$ entre as duas situações extremas analisadas – somente carregamento {PERM} e seção no Estádio 1 e carregamento {PERM + ϕ .TB450} com seção no Estádio 2. Entretanto, considerando o concreto com $f_{ck} = 18,0$ MPa as tensões de compressão no concreto variam entre $16,1\%$ e $37,7\%$ da resistência característica do concreto e a $22,6\%$ e $52,8\%$ de sua resistência de cálculo. Considerando o valor médio no topo do tabuleiro esses percentuais passam a ser de $13,6\%$ e de $25,9\%$ da resistência característica e a $19,0\%$ e $36,3\%$ de sua resistência de cálculo, respectivamente, pouco significativo frente à capacidade resistente do material.

3.2 Tensões de compressão no concreto – efeito da corrosão

As Figuras 17 e 18 apresentam os valores das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro, para cada uma das situações seguintes:

- taxa geométrica de armadura igual a $\rho_1=3,78\%$, $\rho_2=3,22\%$ e $\rho_3=2,68\%$, conforme figura 9;
- módulo de deformação longitudinal do concreto igual a E_c e $0,5.E_c$;
- seção no Estádio 2;
- modelos com elementos de barra e casca (B-C) e modelos com elementos sólidos (SOL).

Figura 13 - Distribuição das tensões longitudinais de compressão - carregamento {PERM}, no Estádio 1

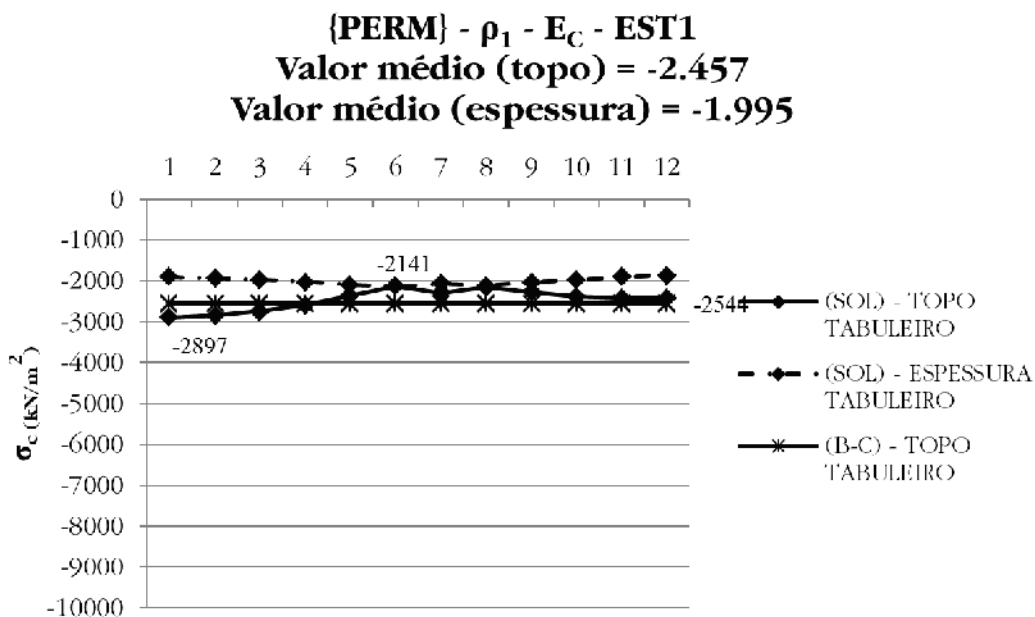
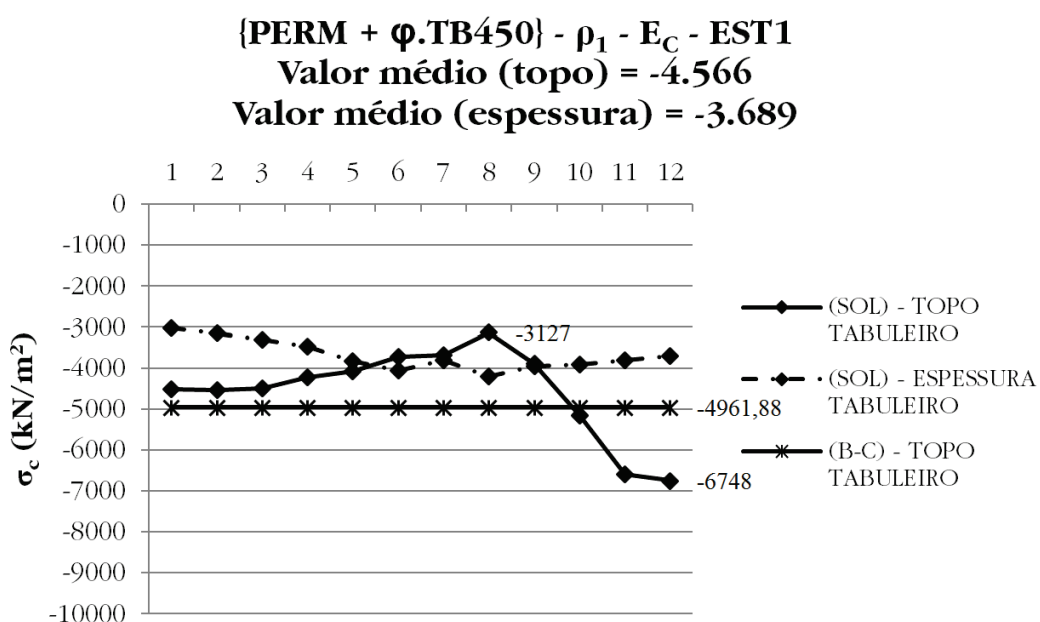


Figura 14 - Distribuição das tensões longitudinais de compressão - carregamento {PERM + ϕ .TB450}, no Estádio 1



A variação da taxa de armadura da seção entre $\rho_1=3,78\%$ e $\rho_3=2,68\%$ tem pequena repercussão na intensidade da tensão de compressão máxima, cujos valores variam entre 6,79 MPa e 6,94

MPa, para um mesmo valor de módulo de deformação do concreto E_c . A redução do módulo de deformação de E_c para $0,5.E_c$ mobiliza uma área maior na região comprimida da seção, o que reduz os

Figura 15 - Distribuição das tensões longitudinais de compressão - carregamento {PERM}, no Estádio 2

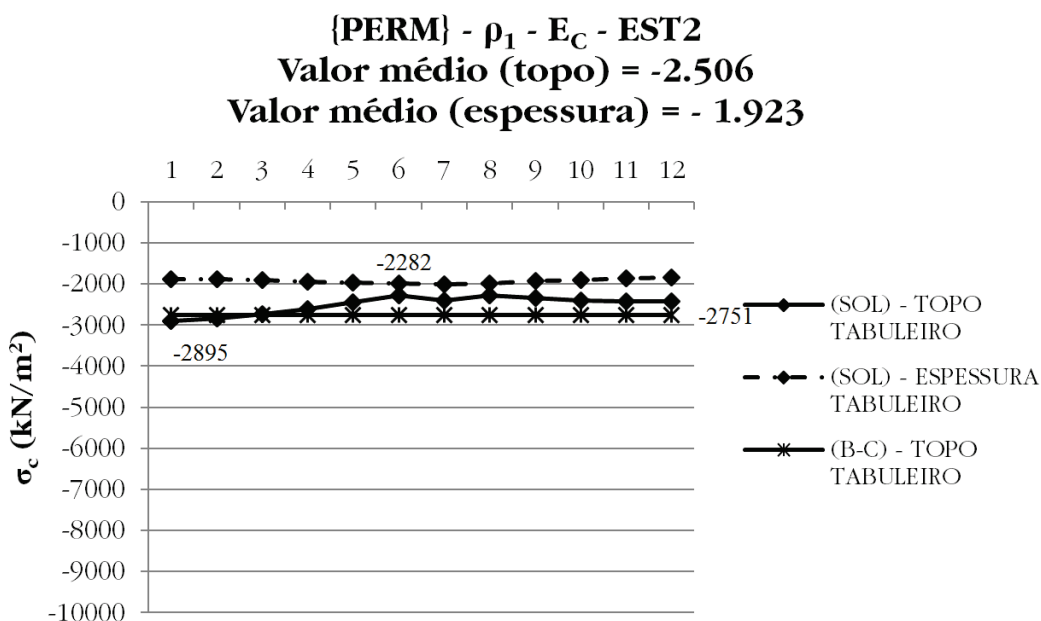
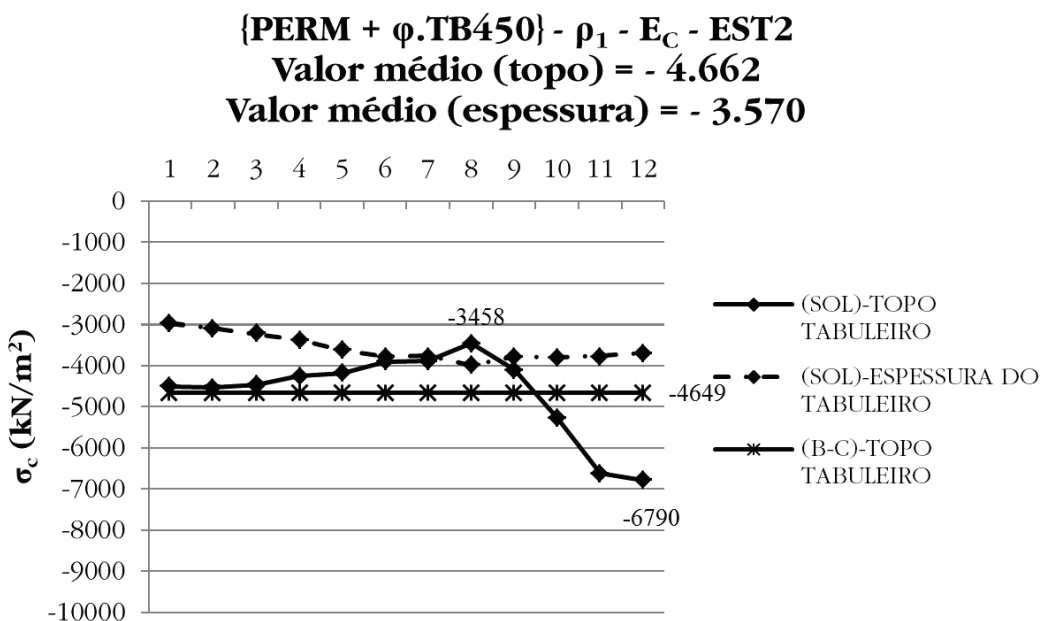


Figura 16 - Distribuição das tensões longitudinais de compressão - carregamento {PERM + ϕ .TB450}, no Estádio 2



valores máximos das tensões, que variam entre 6,30 e 6,41 MPa. As Figuras 19 e 20 mostram as variações das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro, considerando a longarina com taxa geométrica de armadura $\rho_3=2,68\%$ variável com a corrosão, módulos de deformação longitudinal E_c e $0,5.E_c$, para a seção trabalhando no Estádio 2 e casos de carregamentos {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}. Considerando o caso de carregamento {PERM + ϕ .TB450}, a tensão máxima de compressão varia de 6,41 MPa (Figura 20) com a armadura não-corroída a 6,98 MPa (Figura 19) com a primeira camada totalmente corroída, para módulos de deformação $0,5.E_c$ e E_c , respectivamente, o que indica pouca influência da corrosão da armadura e do módulo de deformação do concreto na variação de intensidade dessas tensões.

3.3 Tensões de tração na armadura não corroída

No modelo com elementos sólidos (SOL), as tensões de tração são fornecidas para cada barra, o que facilita na determinação dos valores médios, máximos e mínimos, conforme apresentado nas

Figuras 21a e 22a, para a seção não fissurada, e 21b e 22b para a seção fissurada, correspondentes aos carregamentos {PERM} e {PERM + ϕ .TB450}.

Observa-se que a existência da fissura na seção altera completamente a distribuição de tensões nas barras, fazendo com que a barra mais solicitada, que antes da fissuração pertencia à camada mais distante da linha neutra (CAM-1), passe a ser uma barra situada na camada mais próxima dela (CAM-7), efeito causado pela redistribuição das tensões decorrentes da presença da fissura e do efeito torcional do posicionamento do trem-tipo. As deformações oriundas da torção provocam o empenamento da seção, invalidando a hipótese de manutenção da seção plana.

A Figura 23 apresenta os valores das tensões médias na armadura obtidos com os modelos (B-C) e (SOL) no Estádio 1 e no Estádio 2, para o carregamento {PERM}. No Estádio 2 os resultados obtidos com os dois modelos e diferentes módulos de elasticidade são equivalentes. No Estádio 1, entretanto, os valores obtidos com os dois modelos são também equivalentes mas a variação do módulo de elasticidade influencia significativamente os valores das tensões, tanto maiores quanto menores os módulos de elasticida-

Figura 17 - Variação das tensões longitudinais de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}

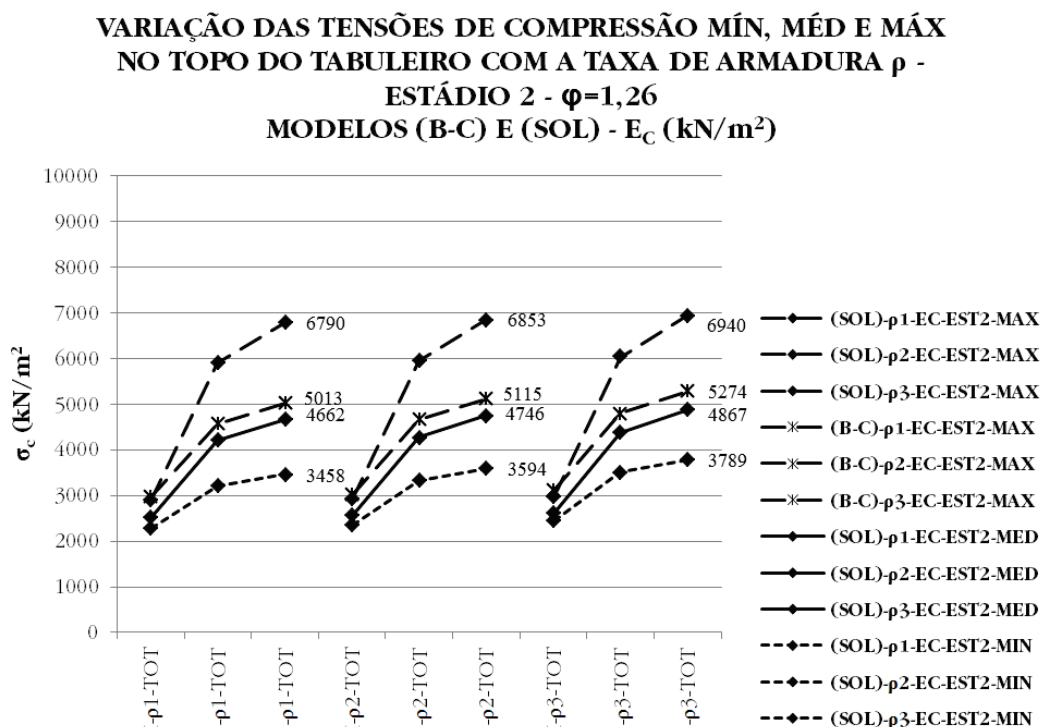
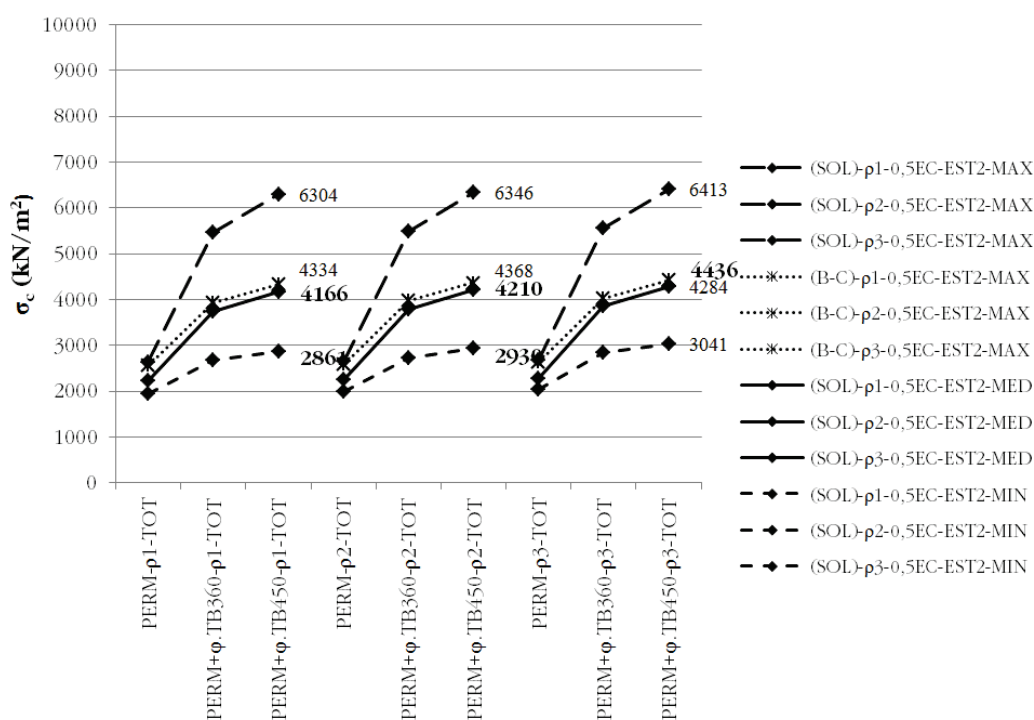


Figura 18 - Variação das tensões longitudinais de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + φ .TB360} e {PERM + φ .TB450}

**VARIAÇÃO DAS TENSÕES DE COMPRESSÃO MÍN, MÉD E MÁX
NO TOPO DO TABULEIRO COM A TAXA DE ARMADURA ρ -
ESTÁDIO 2 - $\varphi=1,26$
MODELOS (B-C) E (SOL) - $0,5.E_c$ (kN/m²)**



de do concreto. Devido à simetria do carregamento permanente, as solicitações atuantes distribuem-se igualmente entre as duas longarinas, aplicando-se aproximadamente nos planos principais da seção transversal, o que explica a similaridade dos resultados encontrados para os modelos (B-C) e (SOL).

A Figura 24 apresenta os valores das tensões médias na armadura obtidos com os modelos (B-C) e (SOL) no Estádio 1 e no Estádio 2, para o carregamento {PERM + φ .TB450}. Os resultados apresentam mesma tendência, mas pequena diferença a maior (inferior a 10%) para o modelo (SOL), atribuída ao efeito torcional do posicionamento do trem-tipo.

A convergência dos resultados obtidos e apresentados nas Figuras 23 e 24 aponta para a pertinência dos modelos adotados.

Nessas figuras os marcadores em forma de asterisco dizem respeito aos modelos com elementos de barra e casca, enquanto os marcadores em forma de losango cheio dizem respeito aos modelos com elementos sólidos. As linhas cheias referem-se ao Estádio 1 e as linhas tracejadas ao Estádio 2.

Para as pontes antigas, construídas com aço CA-24 e taxa de armadura inferior a 2,68%, a tensão na armadura calculada no Es-

tádio 2 decorrente do trem-tipo TB450 vigente ultrapassa o valor da resistência de cálculo do aço, sinalizando para a necessidade de reforço da estrutura.

3.4 Tensões de tração na armadura corroída

As Figuras 25 e 26 apresentam as tensões de tração mínima, média e máxima nas barras da armadura, para as condições descritas em 3.2, com taxa de armadura de 2,68%, no Estádio 2. Ressaltem-se as elevadas diferenças entre as tensões nas barras da armadura para os modelos (SOL) comparadas com as diferenças obtidas com os modelos (B-C), para cada nível de corrosão da armadura.

Para a taxa de armadura considerada, mesmo com a armadura não corroída, as tensões de tração nas barras mais solicitadas do modelo (SOL), obtidas com os trens-tipo TB360 e TB450, são superiores aos valores de cálculo do aço CA-24, o que não ocorre com as tensões obtidas com o modelo (B-C).

Para as seções onde a primeira camada de armadura apresenta uma corrosão de 40% as tensões de tração nas barras mais solicitadas do modelo (SOL), obtidas com os trens-tipo TB360 e TB450,

são superiores aos valores de cálculo do aço CA-24, o que passa a ocorrer também com as tensões obtidas com o modelo (B-C) para o trem-tipo TB450.

Para as seções onde a primeira camada de armadura apresenta uma corrosão de 100% as tensões de tração nas barras mais solicitadas do modelo (SOL), obtidas com os trens-tipo TB360 e TB450, são superiores aos valores de cálculo do aço CA-24, o que passa a ocorrer também com as tensões obtidas com o modelo (B-C) para os trens-tipo TB-360 e TB450.

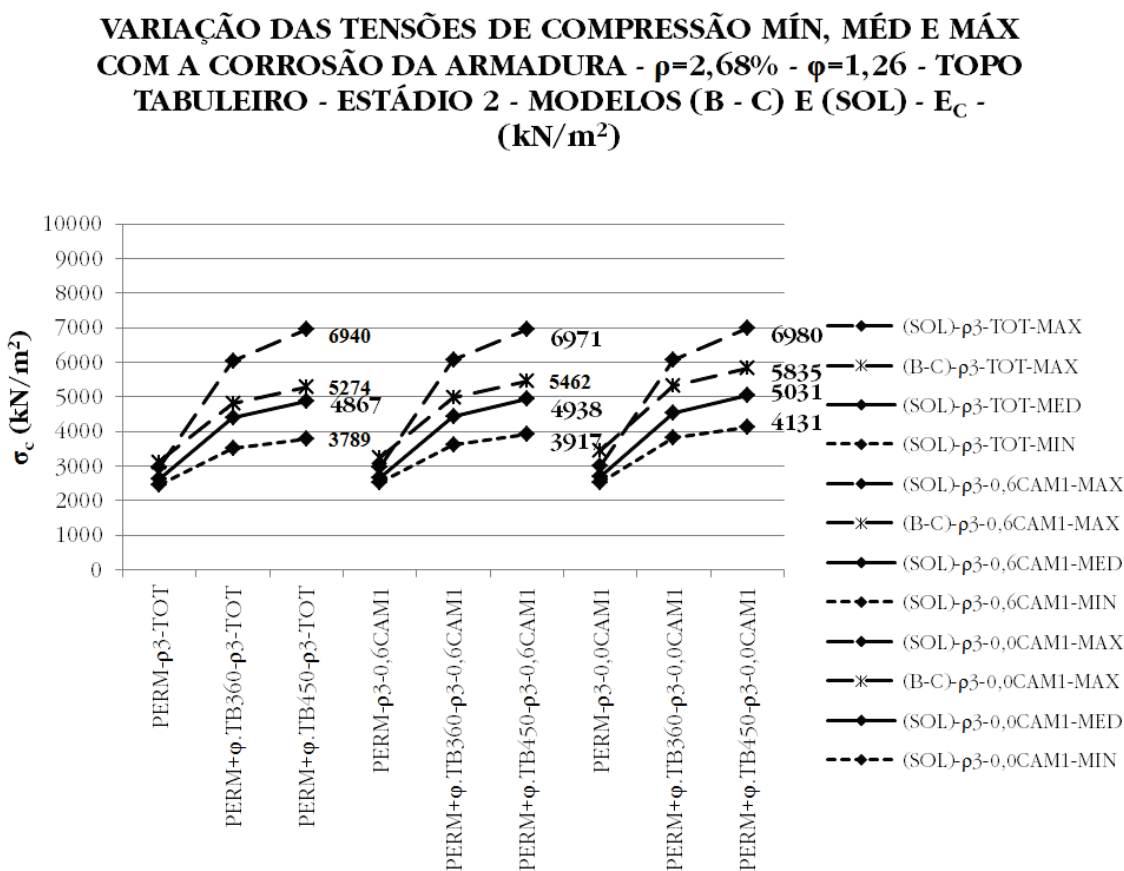
Considerando o caso de carregamento {PERM + ϕ .TB450} e módulo de deformação E_c , a tensão máxima de tração varia de 280,88 MPa com a armadura não-corroída a 319,82 MPa com a primeira camada totalmente corroída, o que corresponde a um acréscimo de 13,9% na intensidade da tensão, para uma redução de 20,9% da taxa de armadura decorrente da corrosão total da primeira camada. Com o módulo de deformação $0,5.E_c$ a tensão máxima de tração varia de 272,51 MPa com a armadura não corroída a 352,73 MPa com a primeira camada totalmente corroída, correspondente a um acréscimo de 29,4%. Nestes casos, a tensão máxima nas barras supera o valor de cálculo correspondente

ao aço CA-24, mesmo considerando a armadura íntegra, evidenciando que essas pontes não atendem às exigências impostas pelo trem-tipo vigente.

4. Conclusões

Com o exposto, pode-se concluir que as tensões de compressão no concreto, oriundas da flexão, são pouco influenciadas pela fissuração, pela variação do módulo de elasticidade do concreto e pela corrosão da primeira camada da armadura. Na pior situação, o nível máximo de tensão no concreto comprimido atingiu 37,7% da resistência característica arbitrada ou a 52,8% de sua resistência de cálculo. Para as pontes mais antigas, com resistência do concreto da mesma ordem de grandeza do valor arbitrado, os resultados obtidos permitem concluir não serem as tensões de compressão no concreto motivo de maiores preocupações. Para as pontes novas, as exigências quanto à durabilidade exigem adoção de concretos com resistências características muito mais elevadas, o que para os mesmos níveis de solicitação garante maior reserva de segurança.

Figura 19 - Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com a corrosão da armadura ($\rho_s=2,68\%$), modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}



Com relação às tensões de tração na armadura, observa-se, como esperado, uma variação significativa por efeito da fissuração. O efeito da variação do módulo de elasticidade de E_c para $0,5.E_c$, nas seções fissuradas, não é significativo. A completa corrosão da camada inferior da armadura (CAM-1), com redução da taxa de armadura $\rho_3=2,68\%$ em 20,9%, aumenta o valor da tensão máxima nas barras em 13,9% para o módulo de elasticidade do concreto E_c e em 29,4% considerando uma redução do módulo de elasticidade do concreto para $0,5.E_c$.

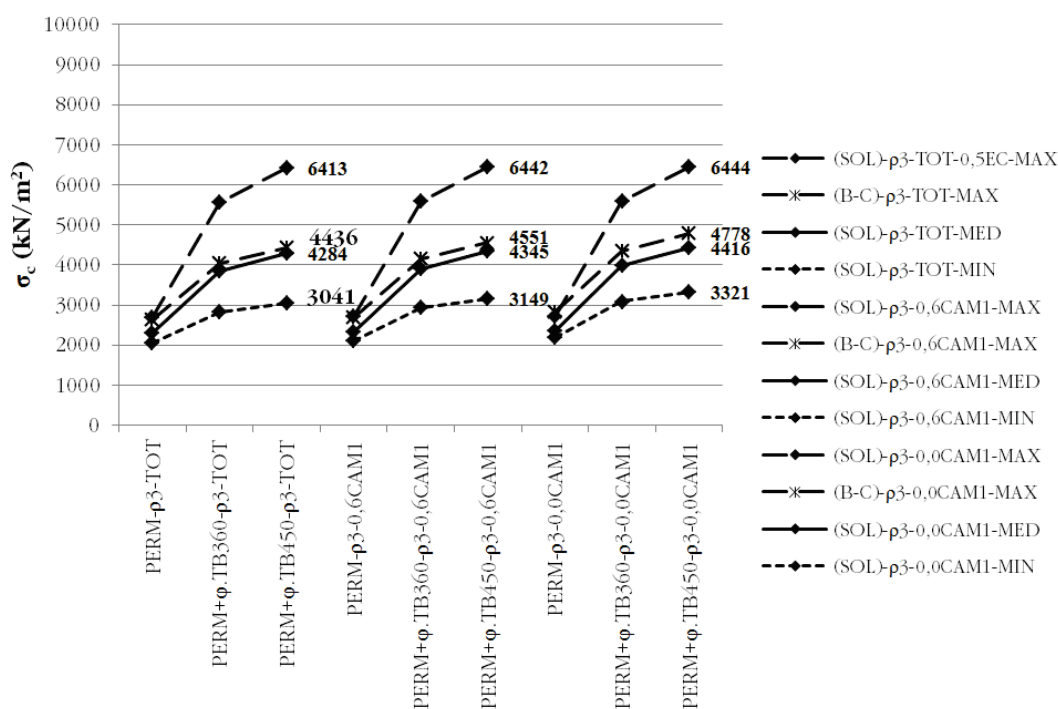
Da distribuição das tensões nas barras da armadura no modelo (SOL), na seção fissurada, pode-se constatar que um posicionamento inadequado dos sensores de deformação na armadura pode não captar a real situação das tensões nas barras, por ocasião da realização de provas de carga ou no monitoramento de estruturas. Tal constatação numérica sugere a realização de ensaios de laboratório e de campo nos quais sejam adotados sensores em todas as barras da armadura de uma mesma seção, sendo adotado detalhe de execução que induza a ocorrência da fissura nesta seção.

5. Referências

- [01] MENDES, P. T. C.. Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.
- [02] ASSOCIATION FRANÇAISE DE GÉNIE CIVIL – AFGC. Concrete Design for a Given Structure Service Life. April, 2007. Paris, France.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB 6: Carga Móvel em Pontes Rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.
- [05] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB6: Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.

Figura 20 - Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}

VARIAÇÃO DAS TENSÕES DE COMPRESSÃO MÍN, MÉD E MÁX COM A CORROSÃO DA ARMADURA - $\rho_3=2,68\%$ - $\phi=1,26$ - TOPO TABULEIRO - ESTÁDIO 2 - MODELOS (B - C) E (SOL) - $0,5.E_c$ - (kN/m²)



[06] MENDES, P. T. C.. A influência da fissuração no comportamento das vigas de concreto

armado. 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Figura 21 - Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e na seção fissurada (b) para o modelo com elementos sólidos, para carregamento {PERM}

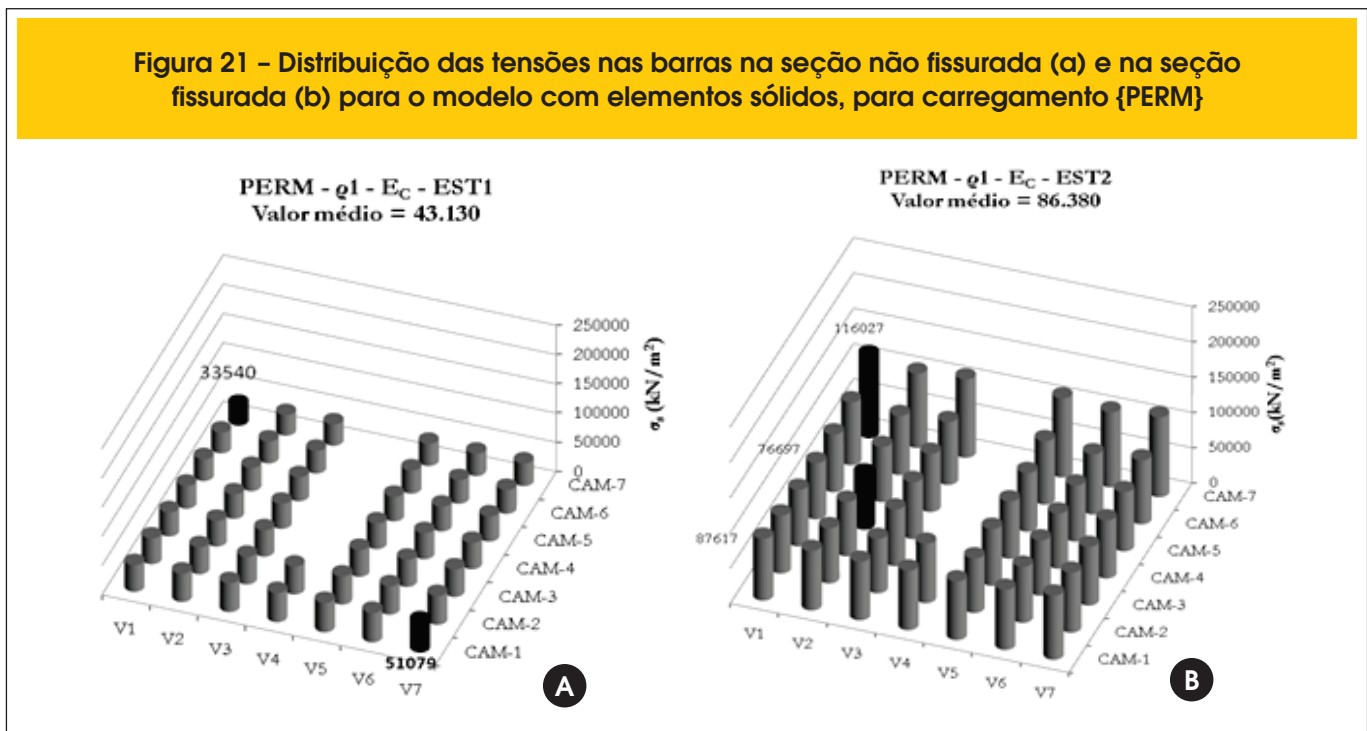


Figura 22 - Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e na seção fissurada (b) para o modelo com elementos sólidos, para carregamento {PERM + φ .TB450}, respectivamente

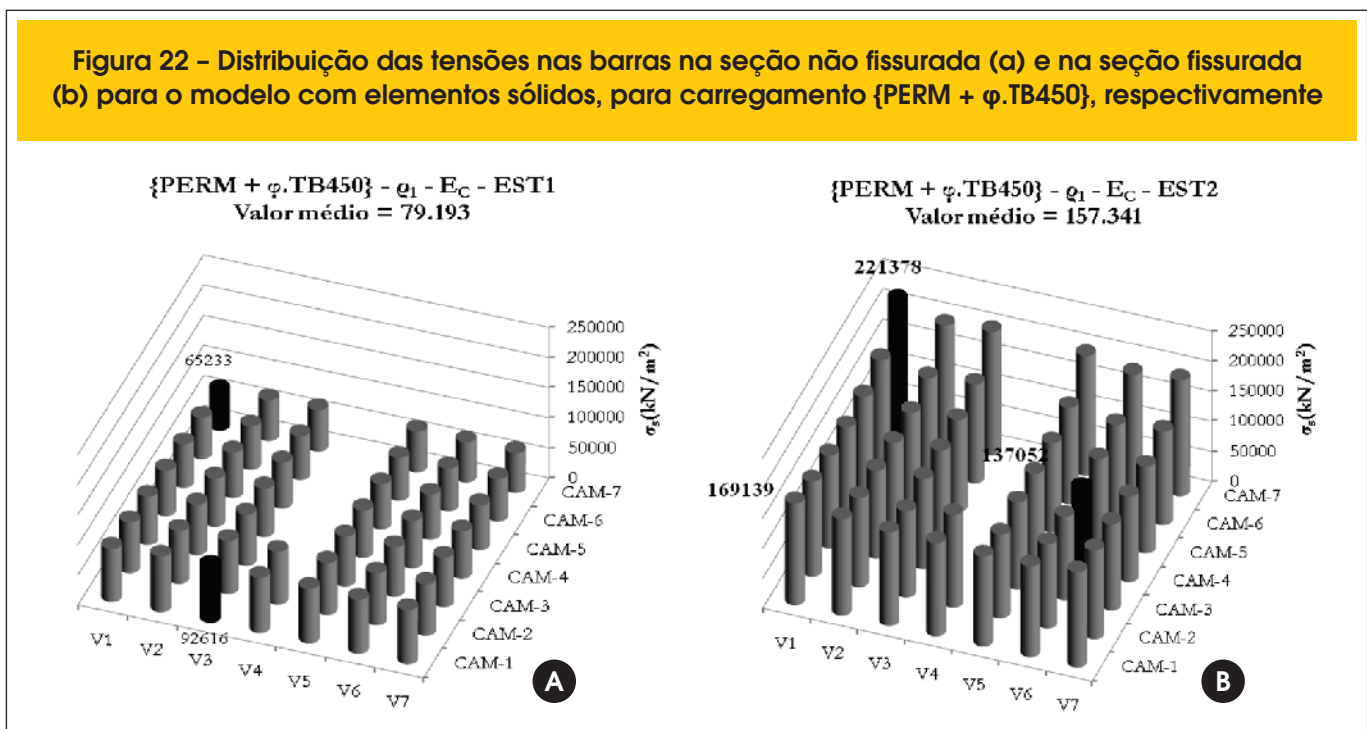


Figura 23 – Comparação das tensões médias de tração nos modelos (B-C) e (SOL) para o carregamento {PERM}

COMPARAÇÃO DAS TENSÕES MÉDIAS DE TRACÇÃO - MODELOS (B - C) E (SOL) - {PERM} ESTÁDIOS 1 E 2 - E_C E $0,5.E_C$

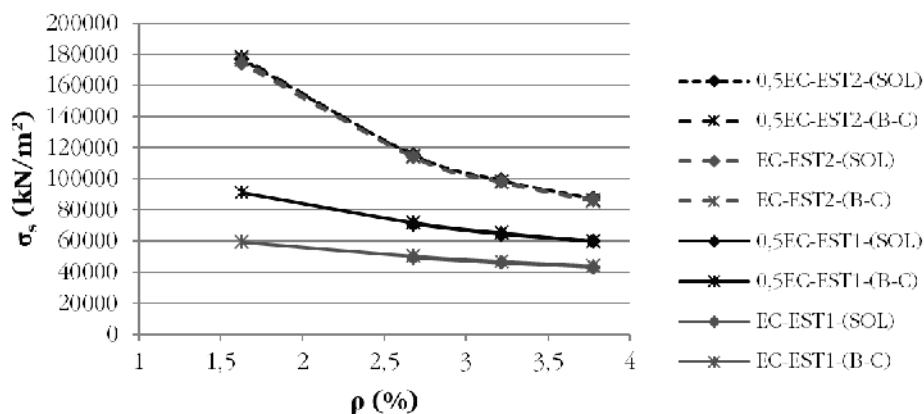


Figura 24 – Comparação das tensões médias de tração nos modelos (B-C) e (SOL) para o carregamento {PERM + φ .TB450}

COMPARAÇÃO DAS TENSÕES MÉDIAS DE TRACÇÃO - MODELOS (B - C) E (SOL) - (PERM + φ .TB450) - ESTÁDIOS 1 E 2 - E_C E $0,5.E_C$

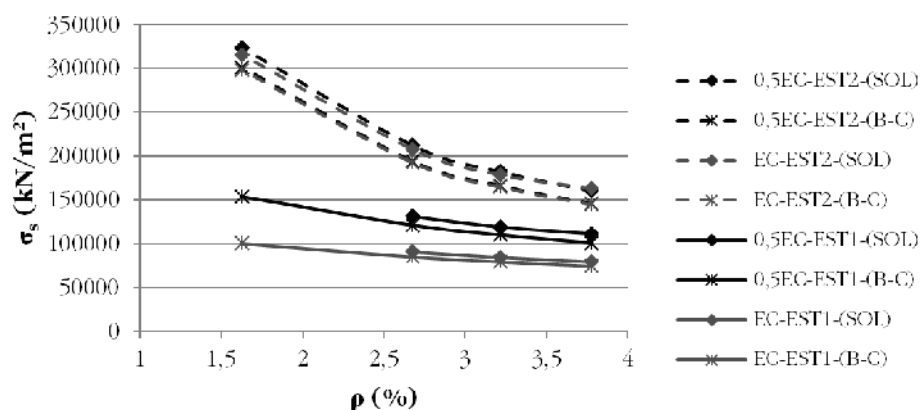


Figura 25 - Variação das tensões mínima, média e máxima nas barras com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}

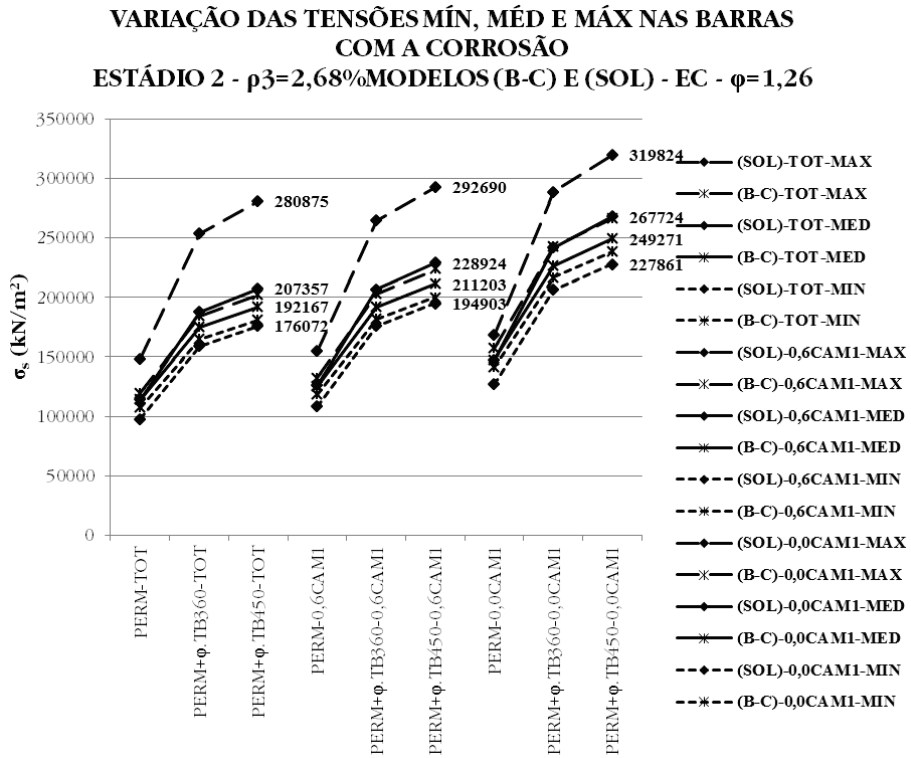


Figura 26 - Variação das tensões mínima, média e máxima nas barras com a corrosão da armadura ($\rho_s=2,68\%$), modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + φ .TB360} e {PERM + φ .TB450}

