

PAULO DE TARSO CRONEMBERGER MENDES

**Contribuições para um modelo de gestão de pontes de
concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo como requisito para a
obtenção do título de Doutor em Engenharia. Área
de concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador:

Prof. Dr. Paulo de Mattos Pimenta

São Paulo

2009

FICHA CATALOGRÁFICA

Mendes, Paulo de Tarso Cronemberger

Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras / P.T.C. Mendes. -- São Paulo, 2009.

235 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

**1. Pontes (Sistemas) 2. Corrosão 3. Fadiga das estruturas
I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II. t.**

Paulo de Tarso Cronemberger Mendes

Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo como requisito para a obtenção do título de Doutor em Engenharia. Área de concentração: Engenharia de Estruturas

Aprovado em:

Banca Examinadora

Prof. Dr. Paulo de Mattos Pimenta

Instituição: EPUSP

Assinatura: _____

Prof. Dr. Balthasar Novák

Instituição: Universität Stuttgart

Assinatura: _____

Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida

Instituição: EPUSP

Assinatura: _____

Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs

Instituição: EESC

Assinatura: _____

Prof. Dr.

Instituição: EPUSP

Assinatura: _____

Aos meus pais, Sílvio e Isaura, para retribuir um pouco do muito que recebi.

Aos meus amados filhos, Lucas e Ana Luisa, pelo tempo tomado do convívio, com muito carinho.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Paulo de Mattos Pimenta, que descobriu em mim qualidades para trilhar novos caminhos, abrindo-me horizontes do ponto de vista acadêmico, profissional e pessoal.

Ao Prof. Pedro Afonso de Oliveira Almeida, pelo estímulo que me faltava para decidir voltar ao Programa de Pós-Graduação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e pelo apoio ao longo do período do doutorado.

Ao Prof. Balthasar Novák, pela atenção dispensada na minha temporada na Universidade de Stuttgart - Alemanha, disponibilizando-me meios para consecução de meus objetivos.

À Prof. Maria de Lourdes Teixeira Moreira, amiga e colega, com quem tive o privilégio de compartilhar muitas etapas deste trabalho, do cumprimento da integralização dos créditos das disciplinas à leitura crítica de textos.

Aos engenheiros Paulo Cavalcanti, da CEL – Engenharia S/C Ltda, e Leonardo Tiltcher, da ARTESP, pelas informações preciosas quando ainda não dispunha de uma noção mais abrangente sobre sistema de gestão de pontes.

Aos engenheiros Antônio Carlos Lages Monte, Laércio Coqueiro, à arquiteta Luciana Mayra Lucena da Silva e ao Diretor Sebastião Ribeiro, do DNIT em Teresina-PI, aos engenheiros Eduardo Calheiros, Plínio Boldo e David Bessa, do DNIT em Brasília – DF e aos engenheiros Chequer Jabour Chequer e Gilberto Romannoli, do IPR no Rio de Janeiro – RJ, pelo apoio na obtenção das informações sobre as pontes do sistema de rodovias federais.

Aos engenheiros Amarildo Leandro Floriani (ANTT), Marcelo Rezk (NOVADUTRA), Thiago Vitorello (CONCEPA), Samantha Brito (CONCER), Clara Ferraz (CRT) e Rui Klein (ECOSUL), pelo apoio na obtenção das informações sobre as pontes das rodovias federais em regime de concessão.

À Universidade Federal do Piauí, nas pessoas do Magnífico Reitor Prof. Dr. Luis de Sousa Santos Junior, do Diretor do Centro de Tecnologia Prof. Jacob Manoel Gayoso Pereira da Silva e do Chefe do Departamento de Estruturas Prof. Fernando Drummond Ribeiro Gonçalves, por ter proporcionado as condições para meu aperfeiçoamento.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES, pela concessão da bolsa, e ao Deutscher Akademischer Austauschdienst - DAAD, Serviço Alemão de Intercâmbio Acadêmico, pela complementação da bolsa no período que passei na Alemanha.

À RECONCRET – Recuperação e Construção Ltda, na pessoa do Eng. Luis Francisco do Rego Filho, por informações relativas a pontes da rede de rodovias federais no Piauí.

Aos engenheiros e professores Francisco Antônio de Amorim Aguiar e Adolfo Lino de Araujo, pelas orientações no uso do ArcView para análise dos dados das pontes georeferenciadas.

Ao Prof. Fabiano de Cristo Rios Nogueira, pela boa vontade em ler o trabalho e identificar falhas no trato da língua portuguesa, a meu pedido, em muito pouco tempo.

À Ana Luisa, pela adaptação das figuras.



Ponte do Mocha, sobre riacho de mesmo nome, localizada na cidade histórica de Oeiras, antiga capital do Estado do Piauí, tombada pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – IPHAN em 14 de janeiro de 1939 [1], “*construção em pedra aparelhada, com o lastro do piso descarregando sobre três arcos que se elevam sobre o lajeado no leito do riacho*”, considerada a mais antiga do estado [2]. A ponte foi construída pelo engenheiro alemão Pedro Cronemberger, naturalizado brasileiro em oito de maio de 1840 [3].

“When looking back at the past three decades of research and industrial development within the design and construction of well-performing long lasting concrete structures the areas of development seem to be well represented by the cartoon-type description below:

In the evening a man is seen bent forward looking around on the sidewalk beneath a lamp post, seemingly seeking for something he had lost.

Another man comes by and asks what the first man is looking for. “My door keys which I lost” the first man replies. “Well, let me help you” the second man answers.

After some time when both men have been seeking in vain, the second man asks the first man “Can’t you remember precisely where you lost your keys?”

“Oh yes” the first man replies, “I lost them over there on the other side of the street, by my front door”.

Disturbed the second man reacts “but why are you then looking for your keys here?”.

“Because there is light here under the lamp post, - I can’t see anything over there in the dark in front of my door where there is no lamp”

Attempts to solve the durability and service life aspects of concrete structures seem to have “seeking solutions where it was easy to look” – and not necessarily where the real problems occurred.

Steen Rostam

MSc PhD

Cowi A/S Denmark

Service Life of Concrete Structures (Preamble) [4], awarded with the international prize José Calavera 2004, exponsored by Asociación Nacional de Industriales de la

Ferrala - ANIFER

RESUMO

MENDES, P. T. C. **Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras.** 2009. 234 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

Um sistema de gestão de pontes, como um sistema auxiliar organizacional e de decisão, é constituído de um conjunto de atividades inter-relacionadas, voltadas para o registro e análise de todas as informações que possam contribuir para a redução do custo total das pontes, considerados todos os aspectos nele envolvidos, desde o planejamento, a execução e a manutenção às intercorrências das existências das mesmas.

O trabalho apresenta a contextualização do problema, com uma retrospectiva histórica e considerações gerais sobre as principais preocupações embutidas na concepção de um sistema de gestão de pontes, e como elas são consideradas em alguns países do mundo. São apresentadas informações sobre a situação das pontes das rodovias federais brasileiras, a partir de dados obtidos junto ao DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, ao IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, à ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres, às empresas CONCEPA, CONCER, CRT, ECOSUL, NOVADUTRA e PONTE S.A, responsáveis pelas rodovias federais em regime de concessão, à CEL Engenharia S/C Ltda e à RECONCRET – Recuperação e Construção Ltda, que constituem um cadastro com 5.619 pontes, com níveis de informação que variam da localização e das dimensões em planta à existência de resultados de inspeções, croquis, fotos e coordenadas geográficas. A análise desses dados proporciona um maior conhecimento sobre a realidade das pontes das rodovias federais brasileiras, fornece subsídios para o planejamento de um sistema de gestão de pontes mais compatível com essa realidade e direciona para a compreensão dos principais aspectos que norteiam as avaliações sobre o estado das pontes, a partir de modelos em elementos finitos, que consideram os efeitos dos veículos reais, da fissuração, da corrosão das armaduras e da fadiga sobre a capacidade resistente do concreto e da armadura.

Palavras-chave: Pontes (sistemas). Corrosão. Fadiga das estruturas.

ABSTRACT

MENDES, P. T. C. **Contributions for the Brazilian roads network concrete bridge management model** . 2009. 234 f. Thesis (Doctoral) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

A Bridge Management System, like an organizational and decision assistant, is constituted by a set of activities directed to record and to analyze all information that can contribute to minimize the total costs of the bridges, considering all aspects involved, including planning, construction and maintenance. This work presents an historical retrospective and general comments about the main aspects involved in the conception of a Bridge Management System and how they are considered in some countries around the world. The Brazilian federal network is presented, based in data obtained at federal agencies and private companies with federal roads in concession regime, with about 5.619 bridges, varying the level of information from the situation, the width and the length, to inspections results, drafts, pictures and geographic coordinates. The analysis of these data makes possible a greater knowing about the reality of the bridges from the Brazilian network, it supplies elements to plan a Bridge Management System more compatible with this reality and contributes to understand the main aspects involved in bridges assessment, from models using finite elements method, that take account the effects of vehicles, of cracking, of reinforcement corrosion and fatigue on the strength of concrete and reinforcement.

Keywords: Bridges (systems). Corrosion. Fatigue of structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 –	Aspectos envolvidos na Gestão de Pontes	35
Figura 2.2 –	Peça fletida de concreto armado – deformações no concreto e no aço	42
Figura 2.3 –	Distribuição das tensões – Passagem do Estádio 1 para o Estádio 2	42
Figura 2.4 –	Ponte típica dos exemplos e modelos	46
Figura 2.5 –	Variação da posição da linha neutra com a taxa geométrica de armadura e com o módulo de deformação longitudinal do concreto, nos Estádios 1 e 2	47
Figura 2.6 –	Variação do produto de rigidez (E.I) com a taxa geométrica armadura e com o módulo de deformação longitudinal do concreto nos Estádios 1 e 2	48
Figura 2.7 –	Variação do produto de rigidez (E.I) de seção retangular com a taxa geométrica de armadura, tendo como referência o valor correspondente à seção não fissurada sem armadura	49
Figura 2.8 –	Variação do produto de rigidez (E.I) de seção T com a taxa geométrica de armadura, tendo como referência o valor correspondente à seção não fissurada sem armadura	50
Figura 2.9 –	Variação da intensidade do momento fletor de fissuração (M_r) com a taxa geométrica de armadura ..	51
Figura 2.10 –	Variação da tensão máxima do concreto comprimido na passagem do Estádio 1 para o Estádio 2	52
Figura 2.11 –	Variação da tensão na armadura na passagem Estádio 1 / Estádio 2	53
Figura 2.12 –	Seção transversal típica segundo [14] – (1946 – 1950)	54
Figura 2.13 –	Detalhe 1 da seção transversal	54
Figura 2.14 –	Esquema de carregamento da NB-6/1946	55
Figura 2.15 –	Esquema de carregamento da NB-6/1950	56
Figura 2.16 –	Seção transversal típica segundo [14] – (1960 – 1975)	57
Figura 2.17 –	Detalhe 2 da seção transversal	57

Figura 2.18 –	Esquema de carregamento da NB-6/1960	58
Figura 2.19 –	Seção transversal típica segundo [14] – (1975 – 1985)	59
Figura 2.20 –	Detalhe 3 da seção transversal	59
Figura 2.21 –	Seção transversal típica segundo [14] – (1985...)	60
Figura 2.22 –	Detalhe 4 da seção transversal	60
Figura 2.23 –	Esquema de carregamento da NB-6/1982	61
Figura 2.24 –	Esquema de cargas de uma Van	62
Figura 2.25 –	Esquema de cargas de um Ônibus Direcional Duplo Trucado	62
Figura 2.26 –	Esquema de cargas de um Rodotrem 74/20 (3T6)	63
Figura 2.27 –	Esquema de cargas de um Rodotrem 74/25 (3T6)	63
Figura 2.28 –	Esquema de cargas de um Bi-trem 74/20 (3Q6)	64
Figura 2.29 –	Esquema de cargas de um caminhão basculante BB-48/14 (3J3)	64
Figura 2.30 –	Modelo com elementos de barra e casca	65
Figura 2.31 –	Veículo RT-74/20 (3T6) – $E_1=57,0$ kN / (E_2 a E_9)= $90,0$ kN / $d_{12}=4,075$ m / $d_{23}=1,45$ m / $d_{34}=1,95$ m / $d_{45}=1,25$ m / $d_{56}=3,55$ m / $d_{67}=1,25$ m / $d_{78}=2,75$ m / $d_{89}=1,25$ m	66
Figura 2.32 –	Veículo RT-74/20 (3T6) – $E_1=57,0$ kN / (E_2 a E_9)= $90,0$ kN / $d_{12}=3,975$ m / $d_{23}=1,45$ m / $d_{34}=4,95$ m / $d_{45}=1,25$ m / $d_{56}=3,05$ m / $d_{67}=1,25$ m / $d_{78}=5,55$ m / $d_{89}=1,25$ m	66
Figura 2.33 –	Veículo BT-74/25 (3Q6) – $E_1=57,0$ kN / (E_2 a E_9)= $90,0$ kN / $d_{12}=3,06$ m / $d_{23}=1,25$ m / $d_{34}=7,03$ m / $d_{45}=1,25$ m / $d_{56}=1,25$ m / $d_{67}=6,15$ m / $d_{78}=1,25$ m / $d_{89}=1,25$ m	66
Figura 2.34 –	Veículo BB-48/14 (3J3) – $E_1=60,0$ kN / (E_2 a E_6)= $90,0$ kN / $d_{12}=4,20$ m / $d_{23}=1,40$ m / $d_{34}=2,80$ m / $d_{45}=1,25$ m / $d_{56}=1,25$ m	66
Figura 2.35 –	Veículo ONIB-DD-TRUC (4CB) – (E_1 a E_2)= $64,5$ kN / (E_3 a E_4)= $72,5$ kN / $d_{12}=1,45$ m / $d_{23}=5,82$ m / $d_{34}=1,30$ m	67
Figura 2.36 –	Veículo VAN – $E_1=16,0$ kN / $E_2=22,4$ kN	67

Figura 2.37 –	Faixas de atuação do TB240-I e TB240-II, multidão (verde), caminhão (róseo) e compressor (vermelho)	67
Figura 2.38 –	Faixas de atuação do TB360 e TB450, multidão (verde) e veículo (vermelho)	67
Figura 2.39 –	Faixas de circulação dos veículos reais	68
Figura 2.40 –	Variação do coeficiente de impacto com o vão – TB240/TB360/TB450	68
Figura 2.41 –	Comparação dos efeitos de cargas permanentes e móveis	70
Figura 2.42 –	Comparação dos efeitos de cargas móveis reais, excluindo peso próprio - veículos atuando em faixa simples	70
Figura 2.43 –	Comparação dos efeitos dos carregamentos, excluindo peso próprio, com veículos atuando nas duas faixas	71
Figura 2.44 –	Comparação dos efeitos dos carregamentos, excluindo carga permanente, com os respectivos coeficientes de impacto. Veículos atuando em faixa simples	72
Figura 2.45 –	Comparação dos efeitos dos carregamentos, excluindo carga permanente, com os respectivos coeficientes de impacto. Veículos atuando em duas faixas	73
Figura 2.46 –	Diferença entre momento máximo provocado pelo RT-74/20 e os padrões das normas, considerados os respectivos coeficientes de impacto	74
Figura 2.47 –	Comparação entre momento máximo provocado pelo RT-74/20 e o padrão TB240-I, considerando o coeficiente de impacto	74
Figura 2.48 –	Variação da área de aço calculada com a largura da mesa comprimida	75
Figura 2.49 –	Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada do arranjo não corroída	76
Figura 2.50 –	Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada com 40% de corrosão	76
Figura 2.51 –	Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada 100% corroída	77

Figura 2.52 –	Modelo da ponte com elementos finitos sólidos	91
Figura 2.53 –	Longarina não fissurada (NF)	92
Figura 2.54 –	Longarina com uma fissura de 1,50m no meio do vão(F150)	92
Figura 2.55 –	Longarina com cinco fissuras de 1,50m (5F150)	92
Figura 2.56 –	Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada do arranjo não corroída	92
Figura 2.57 –	Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada com 40% de corrosão	93
Figura 2.58 –	Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada 100% corroída	93
Figura 2.59 –	Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e na seção fissurada (b) do modelo com elementos de barra e casca, para carregamento {PERM}	94
Figura 2.60 –	Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e (c) e na seção fissurada (b) e (d) do modelo com elementos de barra e casca, para o {TB450} e $\{\phi.TB450\}$, respectivamente	95
Figura 2.61 –	Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e (c) e na seção fissurada (b) e (d) do modelo com elementos de barra e casca, para carregamento {PERM + TB450} e {PERM + $\phi.TB450$ }, respectivamente	96
Figura 2.62 –	Elementos comprimidos do tabuleiro da ponte	97
Figura 2.63 –	Distribuição das tensões de compressão longitudinal - carregamento {PERM}, no Estádio 1	97
Figura 2.64 –	Distribuição das tensões de compressão longitudinal - carregamento {TB450} (a) e $\{\phi.TB450\}$ (b), no Estádio 1	98
Figura 2.65 –	Distribuição das tensões de compressão longitudinal - carregamento {PERM + TB450} (a) e {PERM + $\phi.TB450$ } (b), no Estádio 1	99
Figura 2.66 –	Distribuição das tensões de compressão longitudinal -	

	carregamento {PERM}, no Estádio 2	100
Figura 2.67 –	Distribuição das tensões de compressão longitudinal - carregamento {TB450} (a) e $\{\phi.TB450\}$ (b), no Estádio 2	101
Figura 2.68 –	Distribuição das tensões de compressão longitudinal - carregamento {PERM + TB450} (a) e {PERM + $\phi.TB450\}$	102
Figura 2.69 –	Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (b) para o modelo com elementos sólidos, para carregamento {PERM}	103
Figura 2.70 –	Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e (c) e na seção fissurada (b) e (d) do modelo com elementos sólidos, para o {TB450} e $\{\phi.TB450\}$, respectivamente	104
Figura 2.71 –	Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e (c) e na seção fissurada (b) e (d) para o modelo com elementos sólidos, para carregamento {PERM + TB450} e {PERM + $\phi.TB450\}$, respectivamente	105
Figura 2.72 –	Comparação das tensões médias de tração nos modelos (B-C) e (SOL) para o carregamento {PERM}	106
Figura 2.73 –	Comparação das tensões médias de tração nos modelos (B-C) e (SOL) para o carregamento {PERM + TB450}	107
Figura 2.74 –	Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação E_c , sem impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + TB360} e {PERM + TB450} ...	110
Figura 2.75 –	Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, sem impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + TB360} e {PERM + TB450} ...	111
Figura 2.76 –	Variação das tensões mínima, média e máxima nas barras da armadura não-corroída com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), nos Estádios 1 e 2, com módulo de deformação E_c , sem impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + TB360} e {PERM + TB450}	112
Figura 2.77 –	Variação das tensões mínima, média e máxima na	

	armadura com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, sem impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + TB360} e {PERM + TB450}	113
Figura 2.78 –	Variação das tensões 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 + TB360} e {PERM + TB450}	114
Figura 2.79 –	Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, com módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + TB360} e {PERM + TB450} ...	115
Figura 2.80 –	Variação das tensões mínima, média e máxima nas barras da armadura não-corroída 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}	116
Figura 2.81 –	Variação das tensões mínima, média e máxima na armadura 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}	117
Figura 2.82 –	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 E_c , com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}	118
Figura 2.83 –	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}	119
Figura 2.84 –	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}	120

Figura 2.85 –	Varição 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 $0,5.E_c$, com impacto provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}	121
Figura 2.86 –	Varição das tensões de compressão médias no topo do tabuleiro com ρ , para o modelo (B-C), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por veículos reais	122
Figura 2.87 –	Varição das tensões de compressão médias no topo do tabuleiro com ρ , para o modelo (B-C), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por veículos reais	123
Figura 2.88 –	Varição das tensões de tração médias nas barras da armadura não-corroída com ρ , para o modelo (B-C), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por veículos reais	124
Figura 2.89 –	Varição das tensões de tração médias nas barras da armadura não-corroída com ρ , para o modelo (B-C), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por veículos reais	125
Figura 2.90 –	Varição das tensões médias de compressão no topo do tabuleiro com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), para o modelo (B-C), no Estádio 2, módulos de deformação E_c e $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por veículos reais	126
Figura 2.91 –	Varição das tensões médias de tração nas barras com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), para o modelo (B-C), no Estádio 2, módulos de deformação E_c e $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por veículos reais	127
Figura 2.92 –	Varição da tensão na armadura com ρ e com o nível de corrosão da primeira camada, modelo (B-C), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, para o carregamento {PERM + ϕ .RT7420}	128
Figura 2.93 –	Varição da tensão na armadura com ρ e com o nível de corrosão da primeira camada, modelo (B-C), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, para o carregamento {PERM + ϕ .RT7420}	128
Figura 2.94 –	Varição das tensões máximas de tração obtidas com os modelos (B-C) e (SOL) em relação às tensões	

	médias obtidas no modelo (B-C)	129
Figura 2.95 –	Composição média da frota brasileira de veículos em circulação nas rodovias federais	130
Figura 2.96 –	Composição média da frota por região, obtida em [34]	131
Figura 2.97 –	Projeção linear do número de veículos por faixa com base no VMD_{2005} , com $VMD_{min} = 500$	132
Figura 2.98 –	Projeção linear do número de veículos por faixa com base no VMD_{2005} , com $VMD_{min} = 2.000$	133
Figura 2.99 –	Número de ciclos por ano de construção da ponte para componentes da frota de veículos, por faixa de tráfego, $VMD_{2005} = 500$ e $VMD_{min} = 500$	133
Figura 2.100 –	Número de ciclos por ano de construção da ponte para componentes da frota de veículos, por faixa de tráfego, para $VMD_{2005} = 5000$ e $VMD_{min} = 500$	134
Figura 2.101 –	Variação das tensões nos diferentes ensaios, mantida $\sigma_{max} = 0,8.f_y$	141
Figura 2.102 –	Curvas de Wöhler para o aço CA50	141
Figura 2.103 –	Variação das médias das tensões provocadas por cada componente da frota	142
Figura 2.104 –	Variação das tensões provocadas por cada componente da frota com mesma tensão média de referência	143
Figura 2.105 –	Curvas S – N para o aço segundo o CEB – FIP Model Code 90	143
Figura 2.106 –	Valores de D_d para $VMD_{2005}=500$, modelo (B-C)	145
Figura 2.107 –	Valores de D_d para $VMD_{2005}=5.000$, modelo (B-C)	146
Figura 2.108 –	Valores de D_d para $VMD_{2005}=40.000$, modelo (B-C)	146
Figura 2.109 –	Valores de D_d para $VMD_{2005}=500$, modelo (SOL)	147
Figura 2.110 –	Valores de D_d para $VMD_{2005}=5.000$, modelo (SOL)	148
Figura 2.111 –	Valores de D_d para $VMD_{2005}=40.000$, modelo (SOL)	148
Figura 2.112 –	Evolução das receitas do antigo DNER de 1980 a 1991, obtido em [49]	157

Figura 3.1 –	Silver Bridge, antes e após o acidente de 1967	162
Figura 3.2 –	Modelo básico de gestão de pontes da Alemanha	166
Figura 3.3 –	Matriz de aplicação da nota técnica no sistema de gestão de pontes alemão	168
Figura 3.4 –	Tela principal do SIB-Bauwerke	169
Figura 3.5 –	Tela típica do SIB-Bauwerke para acesso às informações sobre as obras	169
Figura 3.6 –	Tela principal do SGO	173
Figura 4.1 –	Distribuição das rodovias federais, estaduais e municipais brasileiras	176
Figura 4.2 –	Distribuição das rodovias planejadas, não-pavimentadas e pavimentadas segundo as jurisdições .	177
Figura 4.3 –	Distribuição das rodovias federais pavimentadas por estado	178
Figura 4.4 –	Distribuição das rodovias municipais pavimentadas por estado	179
Figura 4.5 –	Distribuição das rodovias municipais pavimentadas por estado	179
Figura 4.6 –	Distribuição das rodovias pavimentadas por estado	180
Figura 4.7 –	Relação (extensão de rodovias pavimentadas / área territorial) por unidade da federação	180
Figura 5.1 –	Distribuição das rodovias federais	182
Figura 5.2 –	Distribuição das rodovias federais, segundo [5]	183
Figura 5.3 –	Distribuição das áreas de tabuleiro por Superintendência Regional do DNIT (m ²)	185
Figura 5.4 –	Distribuição do número de pontes por ano de construção	186
Figura 5.5 –	Distribuição das áreas de tabuleiro das pontes por ano de construção	187
Figura 5.6 –	Distribuição das áreas de tabuleiro das pontes por faixas de idade	188
Figura 5.7 –	Distribuição das áreas de tabuleiro das pontes por	

	faixas de idade, excluídas as não informadas	188
Figura 5.8 –	Distribuição do número de pontes por faixas de idade	189
Figura 5.9 –	Distribuição do número de pontes por faixas de idade, excluídas as não informadas	189
Figura 5.10 –	Distribuição do número de pontes por faixas de extensão	190
Figura 5.11 –	Distribuição do número de pontes por faixas de largura	191
Figura 5.12 –	Distribuição do número de pontes por sistema estrutural	192
Figura 5.13 –	Distribuição do número de pontes por sistema estrutural, excluídas as não informadas	192
Figura 5.14 –	Distribuição das pontes por trem-tipo de projeto (a) e excluídas as não informadas (b)	193
Figura 5.15 –	Distribuição das pontes TB240 por número de vãos (a) excluídas as não informadas (b)	193
Figura 5.16 –	Distribuição das pontes TB240 por faixas de vão máximo	194
Figura 5.17 –	Distribuição das pontes TB240 por faixas de vão máximo, excluídas as não informadas	194
Figura 5.18 –	Distribuição do número de pontes por número de vãos	195
Figura 5.19 –	Distribuição do número de pontes por número de vãos, excluídas as não informadas	195
Figura 5.20 –	Distribuição do número de pontes por faixa de vão máximo	196
Figura 5.21 –	Distribuição do número de pontes por faixa de vão máximo, excluídas as não informadas	196
Figura 5.22 –	Distribuição das pontes incluídas no SGO	198
Figura 5.23 –	Distribuição das pontes por condição de estabilidade ..	199
Figura 5.24 –	Número de pontes por condição de estabilidade – SGO	200
Figura 5.25 –	Ponte sobre o Rio Poti, BR-343, Km 344, Teresina – PI, em condição de estabilidade boa (1978)	200
Figura 5.26 –	Ponte sobre o Rio Raposo, BR-343, Km 294, Altos –	

	PI em condição de estabilidade sofrível (1938)	200
Figura 5.27 –	Ponte sobre o Rio Camurupim, BR-402, Km 79, Camurupim de Cima – PI, em condição de estabilidade precária (1965)	201
Figura 5.28 –	Distribuição das idades das pontes precárias (SGO)	201
Figura 5.29 –	Faixas de idade das 25 pontes precárias (SGO)	202
Figura 5.30 –	Faixas de idade das 116 pontes em condição de estabilidade sofrível (SGO)	202
Figura 5.31 –	Faixas de idade das 116 pontes em condição de estabilidade sofrível	203
Figura 5.32 –	Curvas das idades das 3.306 pontes com idades conhecidas e das 1.067 pontes consideradas em condição de estabilidade boa	204
Figura 5.33 –	Curvas das idades das 116 pontes consideradas em condição de estabilidade sofrível e das 25 pontes consideradas precárias	204
Figura 5.34 –	Incidência dos elementos problemáticos nas 25 obras precárias – SGO	205
Figura 5.35 –	Incidência dos elementos problemáticos em 116 obras sofríveis – SGO	205
Figura 5.36 –	Elementos problemáticos: viga, laje e pilar. Vigas da ponte s/ Rio Tapacurá, BR-232/PE, Km 50 – (1979). Laje da ponte s/ Rio Paraibuna, BR-267/MG, Km 89 (1965). Pilar da ponte s/ Riacho Pão de Açúcar, BR-104/PE, Km 20 – (1965)	206
Figura 5.37 –	Elementos problemáticos: dente Gerber, apoio e pilar. Dente Gerber da ponte s/ Rio Jequitinhonha, BR-101/BA, Km 663 - (1965). Apoio da ponte s/ Rio Gravataí, BR-116/RS, Km 270 – (1950). Pilar c/ desaprumo da ponte s/ Rio Preto - Norte, BR-101/ES, Km 30 – (1958)	206
Figura 5.38 –	Distribuição das insuficiências estruturais nos elementos das pontes	207
Figura 5.39 –	Distribuição de outras insuficiências estruturais nas pontes com armadura exposta e deteriorada	208
Figura 5.40 –	Localização das 68 pontes com armadura principal	

	exposta e deteriorada (a) e com quadro fissuratório intenso ou fissuras de grandes aberturas (b)	208
Figura 5.41 –	Exemplos típicos de armadura principal exposta e deteriorada (a) Ponte no Piauí – 51 anos, (b) Ponte na Bahia – 42 anos, Ponte em São Paulo – 48 anos e (d) Ponte no Rio Grande do Sul –47 anos	209
Figura 5.42 –	Isolinhas do teor de cloreto (mg/l) para a cidade de Maceió –AL, segundo [67]	210
Figura 5.43 –	Distribuição das classes de pontes por classificação do SGO	211
Figura 5.44 –	Distribuição percentual das classes de pontes por classificação do SGO	211
Figura 5.45 –	Distribuição das áreas de tabuleiro por Superintendência Regional do DNIT relativas às obras inspecionadas no SGO, às obras problemáticas e às obras colocadas em observação	213
Figura 5.46 –	Localização das pontes por condição de conservação (a) boa /regular, (b) sofrível e (c) precária	214
Figura 5.47 –	Distribuição das pontes por condição de conservação segundo o SGO	215
Figura 5.48 –	Ponte s/ o Rio Picinguaba, BR-101/SP, Km 9 – (1974). Condição de estabilidade: Boa. Condição de conservação: Boa/Regular	215
Figura 5.49 –	Ponte s/ Rio Sabonete II, BR-222/CE, Km 214 – (1958). Condição de estabilidade: Boa. Condição de conservação: Sofrível	215
Figura 5.50 –	Ponte Maurício Joppert, BR-267/MS, Km 0 – (1965). Condição de estabilidade: Boa. Condição de conservação: Precária	216
Figura 5.51 –	Ponte s/ o Rio Pojuca, BR-116/BA, Km 420 – (1965). Condição de estabilidade: Sofrível. Condição de conservação: Boa/Reg	216
Figura 5.52 –	Ponte s/ o Rio Magé, BR-493/RJ, Km 20 – (1952). Condição de estabilidade: Sofrível. Condição de conservação: Sofrível	216
Figura 5.53 –	Ponte s/Riacho Juazeirinho, BR-116/CE, Km 88 – (1932). Condição de estabilidade: Sofrível. Condição	

	de conservação: Precária	216
Figura 5.54 –	Ponte s/ o Rio Jucuruçu Norte, BR-101/BA, Km 812 – (1965). Condição de estabilidade: Precária. Condição de conservação: Boa/Reg	217
Figura 5.55 –	Ponte s/ o Rio Tapacurá, BR-232/PE, Km 50 – (1979). Condição de estabilidade: Precária. Condição de conservação: Sofrível	217
Figura 5.56 –	Ponte s/ o Rio Itaunas, BR-101/ES, Km 17 – (1956). Condição de estabilidade: Precária. Condição de conservação: Precária	217
Figura 5.57 –	Distribuição das idades das pontes em condições de estabilidade e de conservação precárias (SGO)	218
Figura 5.58 –	Classificação das pontes segundo o DNIT – Nov/2005	219
Figura 5.59 –	Comparação das avaliações segundo DNIT e SGO	220
Figura 5.60 –	Distribuição do número de pontes por trem-tipo de projeto X condição da ponte (classificação DNIT)	221
Figura 6.1 –	Modelo de integração dos dados das pontes federais, estaduais e municipais e das respectivas concessionadas	223

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 –	Área da armadura longitudinal – Seção T – Aços CA25 e CA50	75
Tabela 2.2 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular (Estádio 2) – $\rho_3=2,68\%$	78
Tabela 2.3 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T (Estádio 2) – $\rho_3=2,68\%$	78
Tabela 2.4 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,46\%$	79
Tabela 2.5 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,46\%$	79
Tabela 2.6 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,12\%$	80
Tabela 2.7 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,12\%$	80
Tabela 2.8 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular (Estádio 2) – $\rho_4=1,63\%$	81
Tabela 2.9 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T (Estádio 2) – $\rho_4=1,63\%$	81
Tabela 2.10 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,41\%$	82
Tabela 2.11 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,41\%$	82
Tabela 2.12 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,08\%$	83
Tabela 2.13 –	Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa	

	de armadura por corrosão para $\rho=1,08\%$	83
Tabela 2.14 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular (Estádio 2) - $\rho_3=2,68\%$	84
Tabela 2.15 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T (Estádio 2) – $\rho_3=2,68\%$	84
Tabela 2.16 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,46\%$	85
Tabela 2.17 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,46\%$	85
Tabela 2.18 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,12\%$	86
Tabela 2.19 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,12\%$	86
Tabela 2.20 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular (Estádio 2) – $\rho_4=1,63\%$	87
Tabela 2.21 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T (Estádio 2) – $\rho_4=1,63\%$	87
Tabela 2.22 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,41\%$	88
Tabela 2.23 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,41\%$	88
Tabela 2.24 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,08\%$	89
Tabela 2.25 –	Varição das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução	

	da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,08\%$	89
Tabela 2.26 –	Tensões para a combinação [PERM + ϕ .RT74/20] em faixa simples – seção T, $\rho_3=2,68\%$, para E_c e $0,5E_c$...	90
Tabela 2.27 –	Tensões para a combinação [PERM + ϕ .RT74/20] em faixa simples – seção T, $\rho_3=1,63\%$, para E_c e $0,5E_c$...	90
Tabela 2.28 –	Número total de ciclos, com $VMD_{2005}=500$, $VMD_{min}=500$ em uma faixa, conforme o ano de construção da ponte	135
Tabela 2.29 –	Número total de ciclos, com $VMD_{2005}=5.000$, $VMD_{min}=500$ em uma faixa, conforme o ano de construção da ponte	136
Tabela 2.30 –	Número total de ciclos, com $VMD_{2005}=40.000$, $VMD_{min}=500$ em uma faixa, conforme o ano de construção da ponte	137
Tabela 2.31 –	Número de ciclos de carregamento para o concreto comprimido entrar em ruína por fadiga, considerando as situações de carregamento {PERM} e {PERM + ϕ .TB450}	139
Tabela 3.1 –	Exemplo de aplicação de nota técnica no sistema alemão	167

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
ARTESP	Agência Reguladora de Serviços Públicos de Transporte do Estado de São Paulo
BAST	Bundesanstalt für Straßenwesen
BID	Banco Interamericano de Desenvolvimento
BIRD	Banco Internacional para Reconstrução e Desenvolvimento
BIRM	Bridge Inspector's Reference Manual
BMS	Bridge Management System
BMS-EP	Bauwerks Management System - Erhaltungsplanung
BMS-MB	Bauwerks Management System – Erhaltungsmaßnahmen auf Bauwerksebene
BMS-MV	Bauwerks Management System – Maßnahme-Varianten
BMS-SB	Bauwerks Management System – Szenarienbildung
BNDES	Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social
BRIDGIT	<i>Software</i> de sistema de gestão de pontes desenvolvido sob o patrocínio da AASHTO
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CONCEPA	Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre S.A.
CONCER	Companhia de Concessão Rodoviária Juiz de Fora – Rio de Janeiro
CONFEA	Conselho Federal de Engenharia, Arquitetura e Agronomia
CPMF	Contribuição Provisória sobre Movimentação Financeira
CREA	Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia
CRT	Concessionária Rio – Teresópolis
DANBRO	Danish Bridge Management System

DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
ECOSUL	Empresa Concessionária de Rodovias do Sul S.A.
EIA	Estudo de Impacto Ambiental
FHWA	Federal Highway Administration
FRN	Fundo Rodoviário Nacional
HA	Highways Agency (UK)
IBAMA	Instituto Brasileiro do Meio Ambiente
ICM	Imposto sobre Circulação de Mercadorias
ICMS	Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços
IPI	Imposto sobre Produtos Industrializados
IPTU	Imposto Predial e Territorial Urbano
IPVA	Imposto sobre Propriedade de Veículos Automotores
IQOA	Image Qualité des Ouvrages d'Art
IRPFJ	Imposto de Renda Pessoa Física e Jurídica
ISSQN	Imposto Sobre Serviço de Qualquer Natureza
IST	Imposto Sobre Transportes
ISTEA	International Surface Transportation Efficiency Act
ITBI	Imposto sobre Transação de Bens Imóveis
ITCD	Imposto sobre Transmissão Causa Mortis e Doação
ITR	Imposto Territorial Rural
ITRP	Imposto sobre Transporte Rodoviário de Passageiros
IULLG	Imposto Único sobre Lubrificantes Líquidos e Gasosos
IUM	Imposto Único sobre Minerais
JBMS	Japan Bridge Management System
NATS	National Structures Database (UK)

NBI	National Bridge Inventory
NBIS	National Bridge Inspection Standards
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NHI	National Highway Institute
NHS	National Highway System
NOVADUTRA	Concessionária de Rodovia Federal SP/RJ
OCR	Obra Crítica
OEMA	Órgãos Estaduais do Meio Ambiente
OPL	Obra Problemática
OPP	Obra Potencialmente Problemática
OSP	Obra Sem Problema
OSS	Obra Sem Problemas Sérios
PBA	Plano Básico Ambiental
PIN	Programa de Integração Nacional
PNV	Plano Nacional de Viação
PROTERRA	Programa de Redistribuição de Terras e de Estímulo à Agroindústria do Norte e do Nordeste
RIMA	Relatório de Impacto Ambiental
SGO	Sistema de Gerenciamento de Obras
SIB-BAUWERKE	<i>Software</i> de registro e análise dos dados das pontes da Alemanha
SIGCAR	Sistema Geral de Cadastro Rodoviário
SNIS	Structures Management Information System (UK)
SR	Superintendência Regional (DNIT)
TRB	Transportation Research Board
TRU	Taxa Rodoviária Única

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	33
2 CONSIDERAÇÕES SOBRE SISTEMA DE GESTÃO DE PONTES	35
2.1 Aspectos relacionados à engenharia	36
2.1.1 Inspeção e avaliação de condição	36
2.1.1.1 Pontes existentes	36
2.1.1.1.1 Cadastro inicial	36
2.1.1.1.2 Controle de pontes existentes	37
2.1.1.2 Pontes novas	38
2.1.1.2.1 Cadastro inicial	38
2.1.1.2.2 Controle de pontes novas	38
2.1.2 Manutenção	39
2.1.2.1 Planejamento da manutenção	39
2.1.2.1.1 Manutenção preventiva	39
2.1.2.1.2 Manutenção corretiva	39
2.1.3 Avaliação estrutural	40
2.1.3.1 Cálculos determinísticos	40
2.1.3.1.1 Cálculos determinísticos – características dos materiais	40
2.1.3.1.1.1 Distribuição das tensões nas seções retangular e T de concreto armado – Estádio 1	41
2.1.3.1.1.2 Distribuição das tensões nas seções retangular e T de concreto armado – Estádio 2	44
2.1.3.1.2 Cálculos determinísticos – características dos carregamentos	53
2.1.3.1.2.1 Evolução das normas de projeto	54
2.1.3.1.2.2 Veículos reais	61
2.1.3.2.3 Modelo de ponte com elementos finitos de barra e casca. Tensões representativas no concreto e no aço	65
2.1.3.2.4 Modelo de ponte com elementos finitos sólidos. Tensões representativas no concreto e no aço	91
2.1.3.2.5 Comparação dos resultados dos modelos com elementos finitos de barra e casca com os de elementos finitos sólidos	93

2.1.3.2.6 Considerações sobre a intensidade do tráfego	129
2.1.3.2.7 Considerações sobre a fadiga no concreto	138
2.1.3.2.8 Considerações sobre a fadiga no aço	140
2.1.3.3 Cálculos semiprobabilísticos e probabilísticos	149
2.1.3.4 Avaliação experimental	149
2.1.3.5 Estabelecimento de rotas alternativas	150
2.1.3.5.1 Passagem de veículos com cargas especiais	150
2.1.3.5.2 Situações emergenciais	150
2.1.4 Intervenções	151
2.1.4.1 Reparos	151
2.1.4.2 Tratamento superficial	151
2.1.4.3 Substituição de materiais	151
2.1.4.4 Reforço ou substituição	152
2.2 Aspectos econômicos	152
2.3 Aspectos relacionados à gestão das informações	152
2.3.1 Banco de dados	153
2.3.2 Modelos de deterioração	153
2.3.3 Emissão de relatórios	154
2.4 Aspectos políticos	154
2.4.1 Envolvimento das entidades de classe	157
2.4.2 Alocação de recursos	158
2.5 Aspectos educacionais	158
2.5.1 Nível de graduação	158
2.5.2 Nível de pós-graduação	159
2.6 Impactos ambientais	159
2.6.1 Licenciamento Ambiental	159
2.6.2 Elaboração de Estudos Ambientais	160
2.6.2.1 EIA / RIMA	160
2.6.2.2 Plano Básico Ambiental	160
2.6.2.3 Participação da Sociedade	161
3 PRINCIPAIS SISTEMAS DE GESTÃO DE PONTES	
DESENVOLVIDOS NO MUNDO	162

3.1 Estados Unidos da América	162
3.2 Alemanha	165
3.3 Reino Unido	170
3.4 França	170
3.5 Brasil	171
3.5.1 O controle das condições estruturais, funcionais e de durabilidade das obras de arte especiais – ARTESP	171
3.5.2 O sistema de gestão de obras – SGO (DNIT)	172
3.6 BRIME – uma proposta de unificação de sistema de gestão de pontes na Europa	175
4 PANORAMA DA REDE DE RODOVIAS BRASILEIRAS	176
5 SITUAÇÃO DAS PONTES DAS RODOVIAS FEDERAIS BRASILEIRAS	182
5.1 A Rede de Rodovias Federais Brasileiras	182
5.2 Informações Básicas sobre as Pontes das Rodovias Federais	182
5.3 Resultados das Inspeções do Sistema de Gerenciamento de Pontes – SGO	197
5.4 Resultados das Inspeções do DNIT	219
6 CONTRIBUIÇÕES PARA UM MODELO DE SISTEMA DE GESTÃO DE PONTES DE CONCRETO APLICADO À REDE DE RODOVIAS BRASILEIRAS	222
7 CONCLUSÕES	225
REFERÊNCIAS	230

1 INTRODUÇÃO

Os 73.000 Km de rodovias pavimentadas e não pavimentadas da malha de rodovias federais do Brasil [5] possuem aproximadamente 5.600 pontes, segundo cadastro do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT). Elas foram construídas principalmente a partir da década de 40 do século passado, com a consolidação de uma política de financiamento para o setor rodoviário federal através do Decreto-Lei N^o 8.463 de 27 de dezembro de 1945 (Lei Joppert) [6]. Esse decreto reorganizou o Departamento Nacional de Estradas e Rodagens (DNER), criado em 1937, dando-lhe dimensão de autarquia, e criou o Fundo Rodoviário Nacional (FRN), oriundo de recursos do Imposto Único sobre Lubrificantes Líquidos e Gasosos.

Ao longo desses anos ocorreram muitas modificações relativas às pontes em termos de volume de tráfego, de capacidade de carga e número de eixos dos veículos, das normas de projeto e construção, dos materiais utilizados e da matriz de financiamento para sua execução, o que torna a gestão desse patrimônio uma tarefa extremamente difícil, quando se pretende utilizar critérios menos subjetivos para tomadas de decisão.

Em outubro de 2001, o DNIT contratou com o Consórcio Pontis / Maia Melo, constituído pela Pontis Consultoria e Projetos Ltda, sediada no Rio de Janeiro - RJ, e a Maia Melo Engenharia Ltda, sediada em Recife - PE, os serviços de **Implantação e Operação em Âmbito Nacional do Sistema de Gerenciamento de Pontes – 3^a Fase**, também chamado SGOv3 ou simplesmente SGO, e que inspecionou 1.210 pontes, correspondentes a 30% do número de pontes até então cadastradas, cujo relatório final foi entregue em novembro de 2004 [7].

Nos anos seguintes, além de incluir gradativamente no sistema as pontes não inspecionadas, deveriam ser realizadas inspeções rotineiras nas pontes já inspecionadas. Não ocorreu nem uma coisa nem outra, revelando que a estrutura organizacional existente não dispõe dos recursos necessários à implantação e manutenção de um sistema de gestão de pontes.

Neste trabalho são apresentados os principais aspectos a considerar na montagem de um sistema de gestão de pontes, com breves comentários sobre cada um deles.

Também são apresentadas as características das pontes das rodovias federais, com base nos dados de todas as pontes cadastradas e, principalmente, das pontes que foram inspecionadas.

A análise desses dados direcionou o trabalho para a avaliação do comportamento à flexão das longarinas das pontes de concreto armado, por meio de modelos em elementos finitos, que consideram os efeitos dos veículos reais, da fissuração, da corrosão da armadura e da fadiga sobre as capacidades resistentes do concreto e do aço.

Os resultados apresentados apontam para a necessidade do estabelecimento de inspeções sistemáticas das pontes e de realização de ensaios, para a obtenção de dados que possibilitem a avaliação das condições atuais e para confecção de modelos de previsão das condições futuras em termos de durabilidade, de capacidade de carga e de condições de tráfego que possam servir como instrumento de gestão desse valioso patrimônio.

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE SISTEMA DE GESTÃO DE PONTES

Um sistema de gestão de pontes é um sistema auxiliar organizacional e de decisão, constituído de um conjunto de atividades inter-relacionadas, que contempla normas e diretrizes para todas as atividades, uma organização para gerir e realizar essas atividades, um banco de dados geral dessas atividades e um conjunto de ferramentas computacionais para o processamento de um inventário, com as informações das condições atuais das pontes. Ele possibilita o desenvolvimento de modelos para determinação e previsão das condições futuras dos seus elementos e componentes em termos de durabilidade, de capacidade de carga e de condições de tráfego. É um sistema multifacetado que abrange aspectos relacionados à engenharia, à ciência da computação, à economia, à ciência do ambiente e à política, razão pela qual sua implantação não é tarefa fácil, exigindo profissionais das mais diversas áreas do conhecimento (Fig. 2.1).

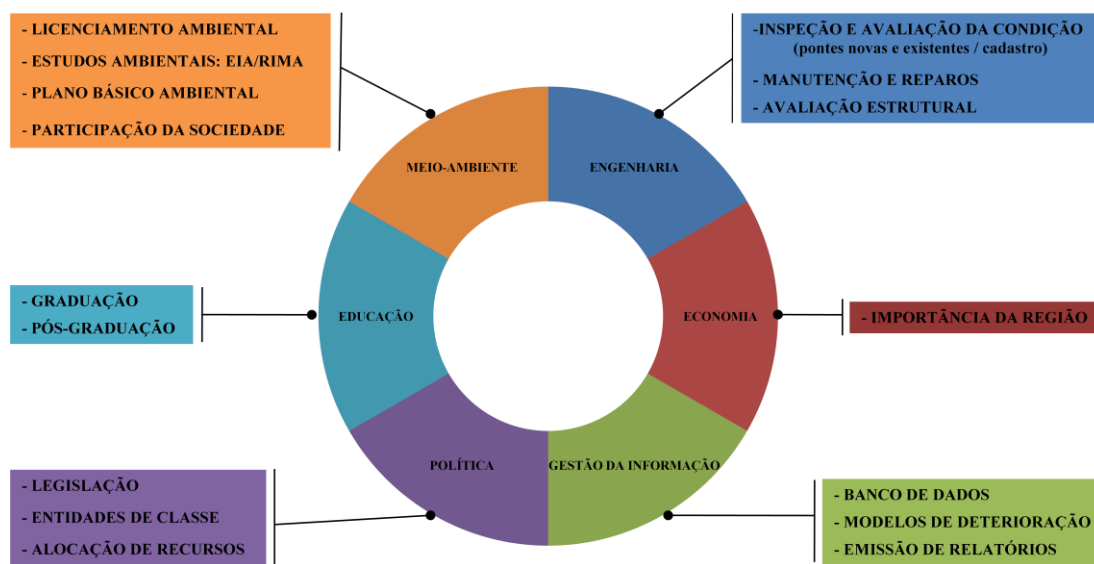


Figura 2.1 – Aspectos envolvidos na Gestão de Pontes

Este capítulo apresenta os principais aspectos que devem ser considerados na elaboração de um sistema de gestão de pontes [8] a [17], com ênfase para os relacionados com a flexão das longarinas de concreto armado, como os efeitos dos

veículos reais, da fissuração, da corrosão e da fadiga sobre as capacidades resistentes do concreto e da armadura.

2.1 Aspectos relacionados à engenharia

O ponto de partida para implantação de um sistema de gestão de pontes é a construção de um banco de dados com as informações necessárias para essa finalidade. Para tanto são coletadas e registradas todas as informações disponíveis sobre as pontes, são realizadas inspeções e ensaios, são feitas avaliações, são confeccionados modelos para simular o comportamento da estrutura no médio e longo prazo, bem como comparações de custos das medidas necessárias para tomada de decisão sobre o quê, como e quando fazer, seja manutenção, reparo, reforço, substituição, restrição de tráfego ou interdição das pontes.

2.1.1 Inspeção e avaliação de condição

Para caracterizar o estado das pontes novas e das existentes é necessário proceder a inspeções sistematizadas para coleta de informações que possibilitem uma avaliação de suas condições e um acompanhamento do comportamento durante a vida útil de cada uma delas.

2.1.1.1 Pontes existentes

Para as pontes existentes, as informações iniciais de projeto e construção são de difícil obtenção, principalmente das mais antigas, sendo imprescindível a realização de inspeções para a coleta das informações possíveis (geometria, materiais empregados, ensaios).

2.1.1.1.1 Cadastro inicial

São registradas todas as informações existentes do projeto original (geometria, características exigidas para os materiais, processo construtivo, croquis e fotos), todas

as informações da construção (possíveis alterações do projeto inicial e de processo construtivo, dados dos materiais, resultados de ensaios de recepção dos materiais e de controle tecnológico), todas as informações sobre ações temporárias, ocorrências acidentais e de recuperações efetuadas, todas as informações iniciais referentes ao controle *on-line* das mesmas, bem como as informações estatísticas sobre o volume de tráfego e sobre alternativas de percurso para situações emergenciais. Em geral, essas informações não são disponíveis, no todo ou em parte.

2.1.1.1.2 Controle de pontes existentes

Para o controle de pontes existentes é necessário dispor de suas características geométricas, como ponto de partida para a construção de modelos estruturais, com elementos reticulares ou em elementos finitos, que facilitem definir o que, como e quando controlar. Como em geral não se dispõe de dados sobre as características dos materiais, os modelos, aliados a observações locais, contribuem na elaboração do planejamento do controle.

A inspeção inicial de obra existente tem por objetivo coletar todas as informações possíveis sobre a ponte, a partir de observações visuais e de medições locais, da realização de ensaios destrutivos ou não-destrutivos que forneçam informações sobre as características dos materiais empregados, e possibilitar um diagnóstico inicial sobre a condição da ponte, através de uma classificação baseada em notas técnicas dos elementos que a compõem. A classificação, em geral, considera a nota do elemento mais desfavorável, ou de uma ponderação das notas de todos os elementos, como referência para subsidiar uma tomada de decisão quanto à necessidade apenas de uma conservação de rotina, quanto à necessidade de uma recuperação (emergencial ou não), ou mesmo quanto à necessidade de substituição da ponte. Deve ser feita por pessoal especializado e especificamente treinado para tal fim.

Posteriormente, outras inspeções e ensaios podem ser realizados de modo a complementar o cadastro obtido inicialmente.

2.1.1.2 Pontes novas

Para as pontes novas é possível corrigir as falhas com a falta de informações que ocorreram com as pontes existentes, procedendo a um registro obrigatório das informações iniciais de projeto com todas as suas características, ao registro obrigatório das características da obra ao final da construção, com a confirmação ou não das características do projeto original através de cadastro inicial e de controle.

2.1.1.2.1 Cadastro inicial

São registradas todas as informações do projeto original (geometria, características exigidas para os materiais, resultados de ensaios de recepção dos materiais, processo construtivo), todas as informações da construção (possíveis alterações do projeto inicial e de processo construtivo) e as informações iniciais referentes ao controle “on-line” das mesmas, quando for o caso. Também são registrados o trem-tipo de projeto, as características iniciais de volume de tráfego e possíveis alternativas de tráfego em situações emergenciais, como a necessidade de passagem de veículos com carga superior à estabelecida.

2.1.1.2.2 Controle de pontes novas

O controle de pontes novas pressupõe um planejamento que remonta à época do projeto, com a escolha do tipo de controle e a forma de fazê-lo, passa pelo acompanhamento da obra durante sua execução, através da manutenção das características de projeto e de qualidade dos materiais empregados, até atingir seu período de operação, com as rotinas de conservação e acompanhamento de suas características de desempenho (*on-line* ou *off-line*).

2.1.2 Manutenção

A forma mais econômica de prolongar a vida útil de uma estrutura é dotá-la de uma sistemática de manutenção e de reparos. Para tanto é necessário planejar essas ações a partir das inspeções realizadas.

2.1.2.1 Planejamento da manutenção

O planejamento da manutenção é uma atividade multidisciplinar que requer conhecimentos técnicos para identificação de sua necessidade em função do risco que a obra oferece (manutenção preventiva ou corretiva), dos custos envolvidos (custos diretos dos reparos e das substituições, custos indiretos das conseqüências das diversas alternativas de manutenção - nada fazer, protelar reparos, reparar, substituir -, da avaliação da evolução dos danos com o tempo e da taxa de depreciação) para, a partir destes conhecimentos, estabelecer prioridades.

2.1.2.1.1 Manutenção preventiva

A manutenção preventiva é voltada para as pequenas intervenções de baixo custo que previnem maiores danos à estrutura, como manutenção de juntas e apoios, nivelamento de acessos e tratamentos superficiais. A manutenção preventiva minimiza a necessidade de intervenções de alto custo a médio e longo prazo.

2.1.2.1.2 Manutenção corretiva

A manutenção corretiva é voltada para a solução de problemas que não podem ser resolvidos pela manutenção preventiva, como substituição de juntas e apoios, recuperação do concreto e aço deteriorados em regiões restritas, ou mesmo a substituição do pavimento sobre a ponte.

2.1.3 Avaliação estrutural

O crescimento do tráfego nas rodovias, o aumento da capacidade de carga dos veículos, a necessidade de ampliar o número de pistas e as variações das características resistentes dos materiais com a idade das pontes exigem avaliações das suas condições estruturais. Essas avaliações podem assumir diferentes níveis de complexidade, desde considerar todas as características que interferem nas avaliações como de natureza determinística a considerá-las com sua natureza probabilística [10].

2.1.3.1 Cálculos determinísticos

Neste nível de avaliação as características geométricas, as características físicas dos materiais empregados e as características das cargas móveis (intensidade e posicionamento) são pré-estabelecidas. Mesmo com essas condições iniciais, em se tratando do concreto armado, a análise pressupõe algumas reflexões sobre como considerar essas informações em um modelo numérico.

2.1.3.1.1 Cálculos determinísticos – características dos materiais

O concreto, por se tratar de um material que apresenta boa resistência à compressão e baixa resistência à tração, necessita do aço, material de elevada resistência à tração, para compor o concreto armado, com função de resistir à tração e à compressão oriundas dos esforços solicitantes.

Dentre as características mais importantes desses materiais estão a resistência à compressão do concreto, considerada através da resistência característica f_{ck} , o módulo de deformação do concreto E_c , a resistência à tração do aço, considerada através da resistência característica f_{yk} e o módulo de deformação do aço E_s .

A NBR 6118 [18] estabelece no item 8.2.5 que, na falta de ensaios específicos, a resistência média à tração do concreto pode ser obtida a partir da resistência característica do concreto através da expressão:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.1)$$

A NBR 6118 [18] estabelece no item 8.2.8 que, na falta de ensaios específicos, o módulo de deformação inicial do concreto pode ser obtido a partir da resistência característica do concreto através da expressão:

$$E_{ci} = 5.600.f_{ck}^{1/2} \quad (2.2)$$

Para a determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço o módulo que deve ser utilizado é o secante, considerado $E_{cs} = 0,85.E_{ci}$, podendo-se considerar a linearidade entre tensões e deformações para tensões de compressão inferiores a $0,5.f_c$.

Para o aço, na falta de ensaios específicos, a mesma norma admite $E_s = 210.000$ MPa.

Nas regiões tracionadas dos elementos estruturais, a consideração da baixa resistência à tração do concreto (Estádio 1) ou não (Estádio 2) interfere diretamente em parâmetros essenciais para a análise numérica, como o produto de rigidez EI a ser considerado. Da mesma forma, a variação do valor do módulo de deformação, em razão da intensidade das solicitações ou de carregamentos cíclicos, também interfere diretamente nesse parâmetro.

2.1.3.1.1 Distribuição das tensões nas seções retangular e T de concreto armado – Estádio 1

Nas peças fletidas de concreto armado a curvatura (Φ) é função do momento fletor (M) e do produto de rigidez $E.I$ (Figura 2.2):

$$\Phi = (1/R) = (d\theta/dx) = M/(E.I) \quad (2.3)$$

Para momentos fletores de baixa intensidade para uma dada seção, as tensões de tração no concreto são inferiores à sua resistência à tração f_{ct} . Imediatamente antes do concreto tracionado romper por tração, a distribuição interna de tensões provocada pelo momento fletor é a indicada na figura 2.3, com o concreto apresentando comportamento elástico linear (Estádio 1).

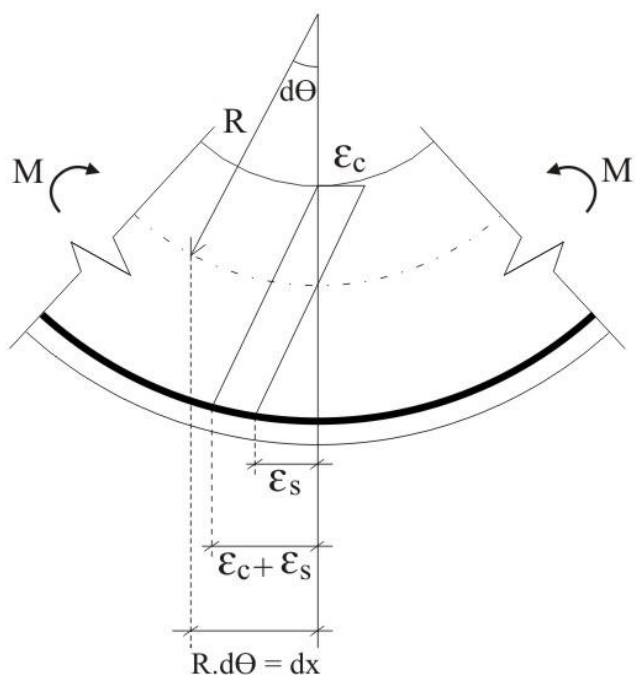


Figura 2.2 – Peça fletida de concreto armado – deformações no concreto e no aço

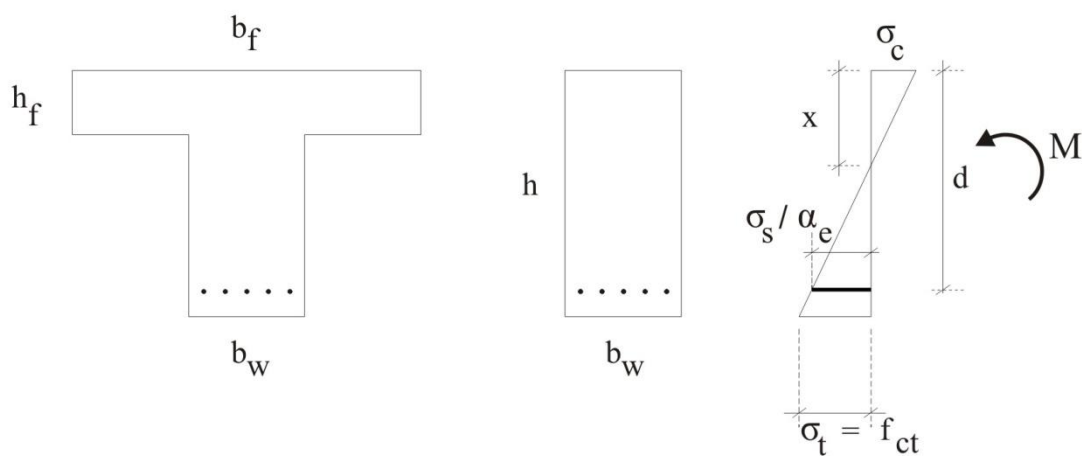


Figura 2.3 – Distribuição das tensões – Passagem do Estádio 1 para o Estádio 2

Nessas condições, a posição da linha neutra, a tensão de compressão e de tração máxima no concreto, a tensão de tração na armadura, o produto de rigidez ($E \cdot I$) imediatamente antes do concreto romper por tração bem como a intensidade do momento fletor (M_r) que leva a tensão de tração do concreto a atingir seu limite de

resistência são obtidas para a seção retangular com as expressões 2.4 a 2.9 e para as seções T com as expressões 2.10 a 2.20 [19], onde:

$$\gamma = h/d \quad \gamma_f = h_f/d \quad \beta = b_f/b_w \quad \rho = A_s/(b_w \cdot d) \quad \alpha_e = E_s/E_c \quad k_x = x/d$$

a) Seção retangular – limite entre o Estádio 1 e o Estádio 2

$$k_x = [\gamma^2 + 2 \cdot (\alpha_e - 1) \cdot \rho] / [2 \cdot \gamma + 2 \cdot (\alpha_e - 1) \cdot \rho] \quad (2.4)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{ct} \cdot [k_x / (\gamma - k_x)] \quad (2.5)$$

$$\sigma_t = f_{ct} \quad (2.6)$$

$$\sigma_{s,lim} = [(1 - k_x) / (\gamma - k_x)] \cdot \alpha_e \cdot f_{ct} \quad (2.7)$$

$$(M/\Phi) = E \cdot I = [(6 \cdot \gamma \cdot k_x - 3 \cdot \gamma^2 \cdot k_x + 2 \cdot \gamma^3 - 3 \cdot \gamma^2) / 6] \cdot b \cdot d^3 \cdot E_c \quad (2.8)$$

$$M_f = [(6 \cdot \gamma \cdot k_x - 3 \cdot \gamma^2 \cdot k_x + 2 \cdot \gamma^3 - 3 \cdot \gamma^2) / 6 \cdot (\gamma - k_x)] \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{ct} \quad (2.9)$$

b) Seção T – limite entre o Estádio 1 e o Estádio 2

As expressões correspondentes para uma viga T são:

b.1) Para $x \leq h_f$

$$k_x = [2 \cdot \rho \cdot (1 - \alpha_e) + \gamma_f^2 \cdot (1 - \beta) - \gamma^2] / [2 \cdot (\rho + \gamma_f - \beta - \gamma - \rho \cdot \alpha_e)] \quad (2.10)$$

$$\sigma_{c,lim} = (k_x \cdot d \cdot E_c \cdot M_f) / (E \cdot I) \quad (2.11)$$

$$\sigma_t = f_{ct} \quad (2.12)$$

$$\sigma_{s,lim} = [(1 - k_x) \cdot \alpha_e \cdot d \cdot E_c \cdot M_f] / (E \cdot I) \quad (2.13)$$

$$(M/\Phi) = E.I = [((\gamma - k_x)^2 \cdot (2 \cdot \gamma + k_x) \cdot \beta + 6 \cdot (\alpha_e - 1) \cdot (1 - k_x) - \beta \cdot k_x^3) / 6] \cdot b_w \cdot d^3 \cdot E_c \quad (2.14)$$

$$M_r = [(E.I) \cdot f_{ct}] / [(d \cdot E_c \cdot (\gamma - k_x))] \quad (2.15)$$

b.2) Para $x > h_f$

$$k_x = [2 \cdot \rho \cdot (\alpha_e - 1) + \gamma_f^2 \cdot (\beta - 1) + \gamma^2] / [2 \cdot (\rho \cdot (\alpha_e - 1) + (\beta - 1) \cdot \gamma_f + \gamma)] \quad (2.16)$$

$$\sigma_{c,lim} = (k_x \cdot d \cdot E_c \cdot M_r) / (E.I) \quad (2.17)$$

$$\sigma_t = f_{ct} \quad (2.18)$$

$$\sigma_{s,lim} = [(1 - k_x) \cdot \alpha_e \cdot d \cdot E_c \cdot M_r] / (E.I) \quad (2.19)$$

$$(M/\Phi) = E.I = [((\gamma - k_x)^2 \cdot (2 \cdot \gamma + k_x) + 6 \cdot \rho \cdot (\alpha_e - 1) \cdot (1 - k_x) - k_x^3 - (\beta - 1) \cdot (3 \cdot (k_x - \gamma_f) \cdot \gamma_f^2 + \gamma_f^3) / 6) \cdot b_w \cdot d^3 \cdot E_c] \quad (2.20)$$

2.1.3.1.1.2 Distribuição das tensões nas seções retangular e T de concreto armado – Estádio 2

Imediatamente após a ruptura do concreto tracionado, caracterizando a passagem do Estádio 1 para o Estádio 2, ocorre uma redistribuição das tensões no concreto e na armadura. Nessas condições, a posição da linha neutra, a tensão de compressão e de tração máxima no concreto e de tração na armadura são obtidas com as expressões:

a) Seção retangular – Estádio 2

$$k_{x,2} = -\alpha_e \cdot \rho + (\alpha_e^2 \cdot \rho^2 + 2 \cdot \alpha_e \cdot \rho)^{0,5} \quad (2.21)$$

$$\sigma_{c,lim} = 6 \cdot M / [b \cdot d^2 \cdot k_{x,2} \cdot (3 - k_{x,2})] \quad (2.22)$$

$$\sigma_{s,lim} = 3 \cdot M / [b \cdot d^2 \cdot (3 - k_{x,2}) \cdot \rho] \quad (2.23)$$

$$(M/\Phi) = (E.I)_2 = b.d^2.[(k_{x,2}^2/2).(1 - k_{x,2}/3).d.E_c] \quad (2.24)$$

b) Seção T – Estádio 2

b.1) Para $x \leq h_f$

$$k_{x,2} = [-2.\rho.\alpha_e + (4.\rho^2.\alpha_e^2 + 8.\beta.\rho.\alpha_e)^{0,5}] / (2.\beta) \quad (2.25)$$

$$(M/\Phi) = (E.I)_2 = [(6.\rho.\alpha_e.(1 - k_{x,2}) - \beta.k_{x,2}^3)/6].b_w.d^3.E_c \quad (2.26)$$

$$\sigma_{c,lim} = (\sigma_{s,lim}.k_{x,2}) / [\alpha_e.(1 - k_{x,2})] \quad (2.27)$$

$$\sigma_{s,lim} = [\alpha_e.(1 - k_{x,2}).M_r.d.E_c.(1 - k_{x,2})] / [(1 - k_{x,2}).(E.I)_2] \quad (2.28)$$

b.2) Para $x > h_f$

$$k_{x,2} = -(\rho.\alpha_e + \beta.\gamma_f - \gamma_f) + 0,5.\{4.(\rho.\alpha_e + \beta.\gamma_f - \gamma_f)^2 - 4.(1 - \beta).\gamma_f^2 + 8.\rho.\alpha_e\}^{0,5} \quad (2.29)$$

$$(M/\Phi) = (E.I)_2 = \{[6.\rho.\alpha_e.(1 - k_{x,2}) - k_{x,2}^3 - 3.(\beta - 1).\gamma_f^2.(k_{x,2} - \gamma_f) - (\beta - 1).\gamma_f^3]/6\}.b_w.d^3.E_c \quad (2.30)$$

$$\sigma_{c,lim} = (\sigma_{s,lim}.k_{x,2}) / [\alpha_e.(1 - k_{x,2})]$$

$$\sigma_{s,lim} = [\alpha_e.(1 - k_{x,2}).M_r.d.E_c.(1 - k_{x,2})] / [(1 - k_{x,2}).(E.I)_2] \quad (2.32)$$

Para analisar os efeitos da variação do módulo de deformação do concreto, da variação da taxa geométrica de armadura e os provocados pela formação de fissuras de flexão no comportamento de uma ponte, foi considerada a ponte típica da figura 2.4, com longarina simplesmente apoiada com vão de 20,0 m, seção transversal com largura $b_w=0,40$ m, altura total $h=2,0$ m, concreto com $f_{ck} = 18,0$ MPa, cujo módulo de deformação, segundo a expressão (2.1), foi considerado $E_c = 23.800.000$ kN/m²,

módulo de deformação do aço $E_s = 210.000.000,0 \text{ kN/m}^2$, taxas geométricas de armadura variando de $\rho_1=3,78\%$ a $\rho_4=1,63\%$ e módulo de deformação do concreto E_c e $0,5.E_c$. A seção T foi considerada com as mesmas características da seção retangular, com a mesa comprimida de largura $b_f=4,40 \text{ m}$, determinada de acordo com a NBR 6118, e altura $h_f=0,25 \text{ m}$.

A figura 2.5 apresenta a variação da posição da linha neutra para as seções retangular e T, com o concreto com módulo de deformação E_c e $0,5E_c$, o que afeta diretamente no valor do produto de rigidez $E.I$ correspondente e, como consequência, nos valores dos deslocamentos e nos modos e frequências de vibração.

Para uma seção considerada como T, com taxa geométrica de armadura $\rho_3=2,68\%$ e módulo de deformação longitudinal do concreto E_c , a altura da fissura no Estádio 2 é da ordem de 1,60 m. Para a mesma seção e taxa de armadura, com módulo $0,5E_c$ essa altura é da ordem de 1,50 m.

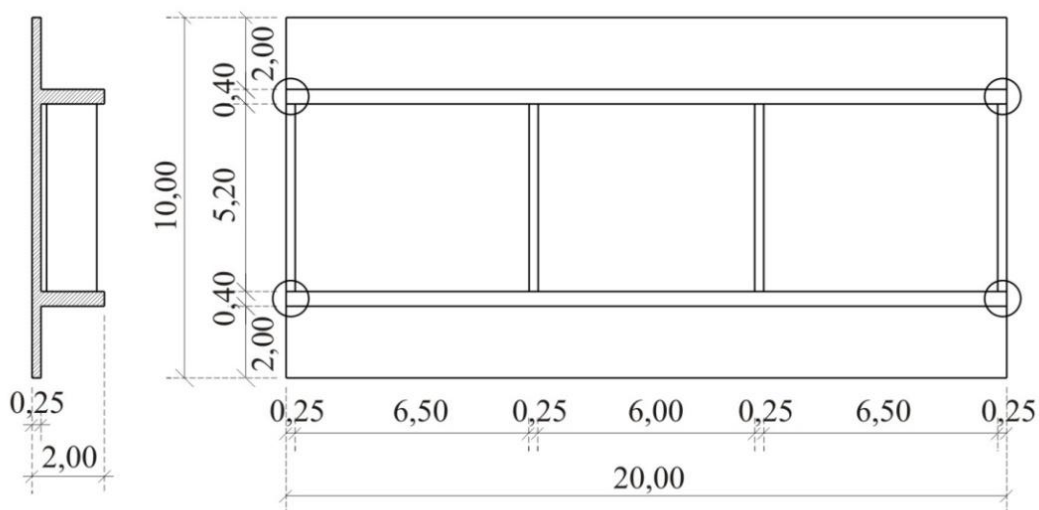


Figura 2.4 – Ponte típica dos exemplos e modelos

**POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA - SEÇÃO
RETANGULAR E "T"
(ESTÁDIOS 1 E 2)**

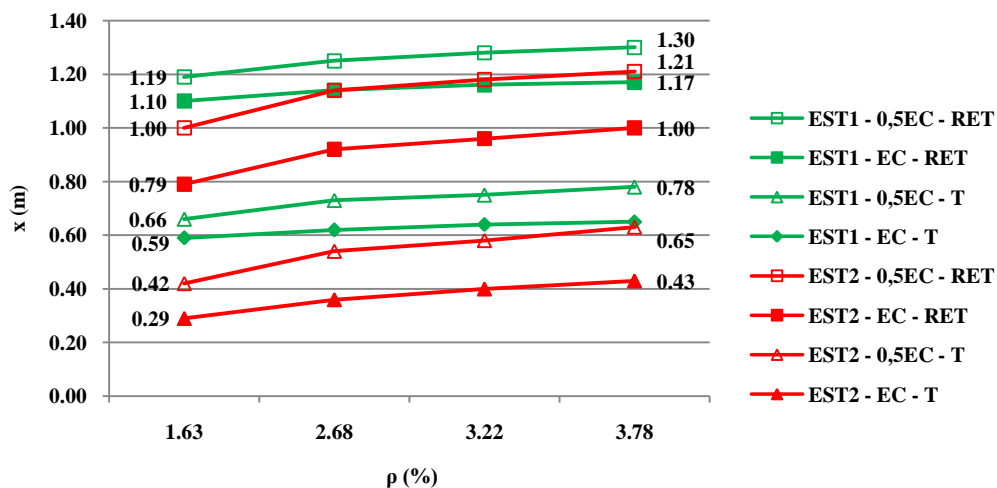


Figura 2.5 – Variação da posição da linha neutra com a taxa geométrica de armadura e com o módulo de deformação longitudinal do concreto, nos Estádios 1 e 2

A figura 2.6 apresenta a variação do produto de rigidez (E.I), para as seções retangular e T, com taxas de armadura variando de $\rho_1=3,78\%$ a $\rho_4=1,63\%$ e módulos de deformação do concreto E_c e $0,5.E_c$ nos Estádios 1 e 2.

Um aumento da taxa geométrica de armadura de $\rho_4=1,63\%$ para $\rho_1=3,78\%$ provoca numa seção retangular no Estádio 1, com módulo de deformação E_c , um aumento do produto de rigidez E.I de 11,9%. Para a seção “T” esse aumento é de 18,2%. No Estádio 2 os aumentos são de 44,1% e de 76,4%, respectivamente. Portanto, nas vigas de pontes, onde os esforços solicitantes levam naturalmente as seções a trabalharem no Estádio 2, o efeito da variação da taxa geométrica de armadura é bastante significativa.

Considerando uma seção T com $\rho_3=2,68\%$ no Estádio 2, uma variação do módulo de deformação do concreto de E_c para $0,5.E_c$ provoca uma redução no produto de rigidez (E.I) de 13,9%. Ou seja, uma redução prevista de 50% no valor do módulo de deformação do concreto, motivada por envelhecimento ou micro fissuração interna, pode ser compensada com um aumento adequado da taxa geométrica de armadura.

**PRODUTO DE RIGIDEZ (E.I) - SEÇÃO RETANGULAR E
"T"
(ESTÁDIOS 1 E 2)**

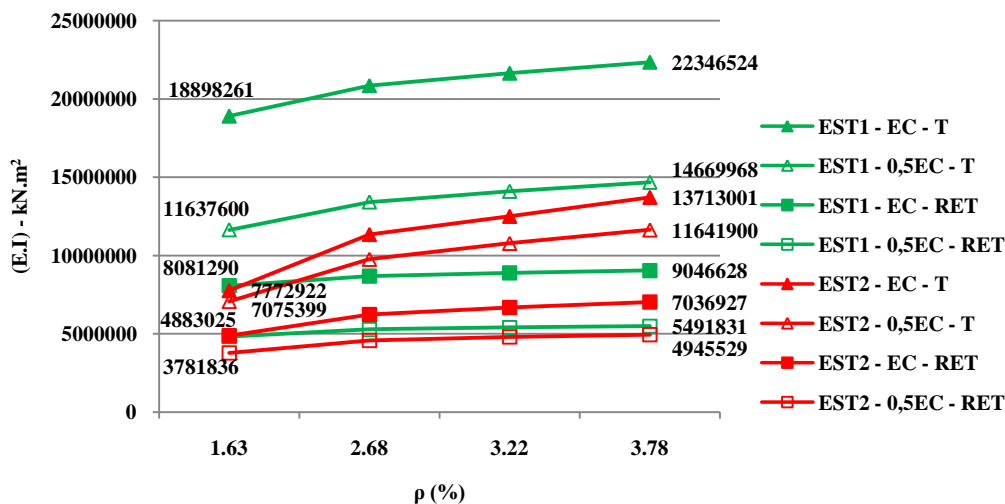


Figura 2.6 – Variação do produto de rigidez (E.I) com a taxa geométrica de armadura e com o módulo de deformação longitudinal do concreto nos Estádios 1 e 2

As figuras 2.7 e 2.8 mostram a influência da presença da armadura nas características geométricas da seção transversal, através da variação da relação entre o produto de rigidez $(E.I)_\rho$ e o produto de rigidez (E.I) correspondente à seção não fissurada sem armadura, para módulos de deformação E_c e $0,5.E_c$, nos Estádios 1 e 2, para as seções retangular e T.

Qualquer que seja o estado da seção, fissurada ou não fissurada, retangular ou T e módulo de deformação E_c ou $0,5.E_c$, o aumento de armadura faz aumentar o produto de rigidez da seção transversal. Quanto menor for a taxa de armadura calculada, maior é a repercussão de um aumento na taxa de armadura ρ para o produto de rigidez (E.I).

Para a seção T, a redução no produto de rigidez (E.I) causado pela fissuração é maior que a redução causada pela variação do módulo de deformação de E_c para $0,5.E_c$. A redução do produto de rigidez (E.I) pela ocorrência simultânea da fissuração e da redução do módulo de deformação de E_c para $0,5.E_c$, embora maior, não difere muito da redução devida unicamente à fissuração.

Para $\rho_4 = 1,63\%$, compatível com o dimensionamento da seção com o aço CA50, a relação entre o produto de rigidez $(E.I)_{\rho_4}$ da seção T não fissurada com

módulo E_c e o produto de rigidez da seção não fissurada sem armadura é 1,3. Ou seja, nestas condições, a existência da armadura aumenta em 30% o produto de rigidez (E.I) da seção.

A relação entre o produto de rigidez $(E.I)_{\rho_4}$ da seção T fissurada com módulo E_c e o produto de rigidez da seção não fissurada sem armadura é 0,53. Ou seja, nestas condições, a fissuração da seção reduz em 59,2% o produto de rigidez (E.I).

A relação entre o produto de rigidez $(E.I)_{\rho_4}$ da seção T fissurada com módulo $0,5.E_c$ e o produto de rigidez da seção não fissurada sem armadura é 0,49. Ou seja, nestas condições, a ocorrência simultânea da fissuração e da redução do módulo de E_c para $0,5.E_c$ reduz em 62,3% o produto de rigidez (E.I).

Para $\rho_3 = 2,68\%$, compatível com o dimensionamento da seção com o aço CA25, a relação entre o produto de rigidez $(E.I)_{\rho_3}$ da seção T não fissurada com módulo E_c e o produto de rigidez da seção não fissurada sem armadura é 1,43. Ou seja, nestas condições, a existência da armadura aumenta em 43% o produto de rigidez (E.I) da seção.

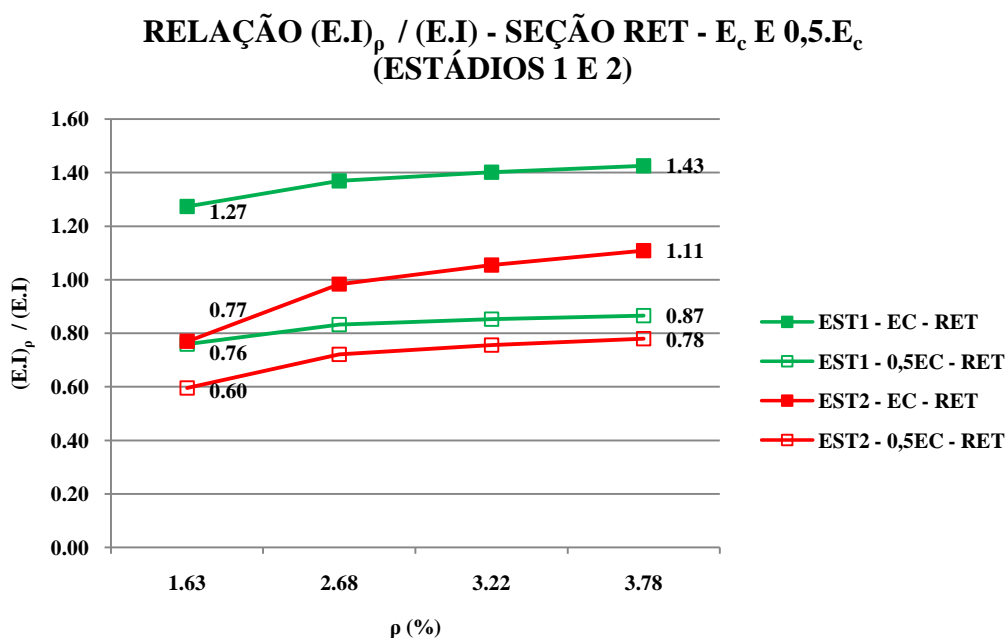


Figura 2.7 – Variação do produto de rigidez (E.I) de seção retangular com a taxa geométrica de armadura, tendo como referência o valor correspondente à seção não fissurada sem armadura

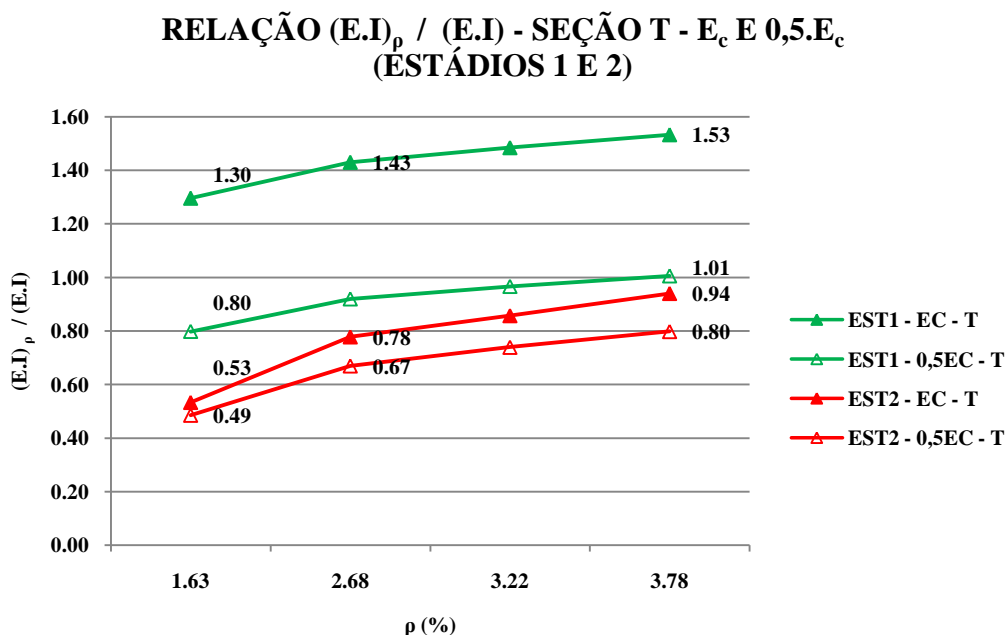


Figura 2.8 – Variação do produto de rigidez $(E.I)$ de seção T com a taxa geométrica de armadura, tendo como referência o valor correspondente à seção não fissurada sem armadura

A relação entre o produto de rigidez $(E.I)_{\rho 3}$ da seção T fissurada com módulo E_c e o produto de rigidez da seção não fissurada sem armadura é 0,78. Ou seja, nestas condições, a fissuração da seção reduz em 45,5% o produto de rigidez $(E.I)$.

A relação entre o produto de rigidez $(E.I)_{\rho 3}$ da seção T fissurada com módulo $0,5.E_c$ e o produto de rigidez da seção não fissurada sem armadura é 0,67. Ou seja, nesta condição, a ocorrência simultânea da fissuração e da redução do módulo de E_c para $0,5.E_c$ reduz em 53,1% o produto de rigidez $(E.I)$.

A figura 2.9 apresenta como varia a intensidade do momento fletor que leva o concreto a romper na região tracionada em função da variação da taxa geométrica de armadura.

Um aumento na taxa geométrica de armadura, que afeta diretamente o posicionamento da linha neutra e o produto de rigidez, produz um aumento do momento fletor M_r de fissuração, uma vez que reduz o alongamento na região tracionada. O efeito é semelhante quando, mantida a taxa de armadura ρ , ocorre uma redução do módulo de deformação de E_c para $0,5.E_c$. Mas em qualquer dos casos o valor de M_r é muito inferior ao provocado apenas pelo carregamento permanente,

razão pela qual é de se esperar o aparecimento de fissuras na região tracionada das longarinas.

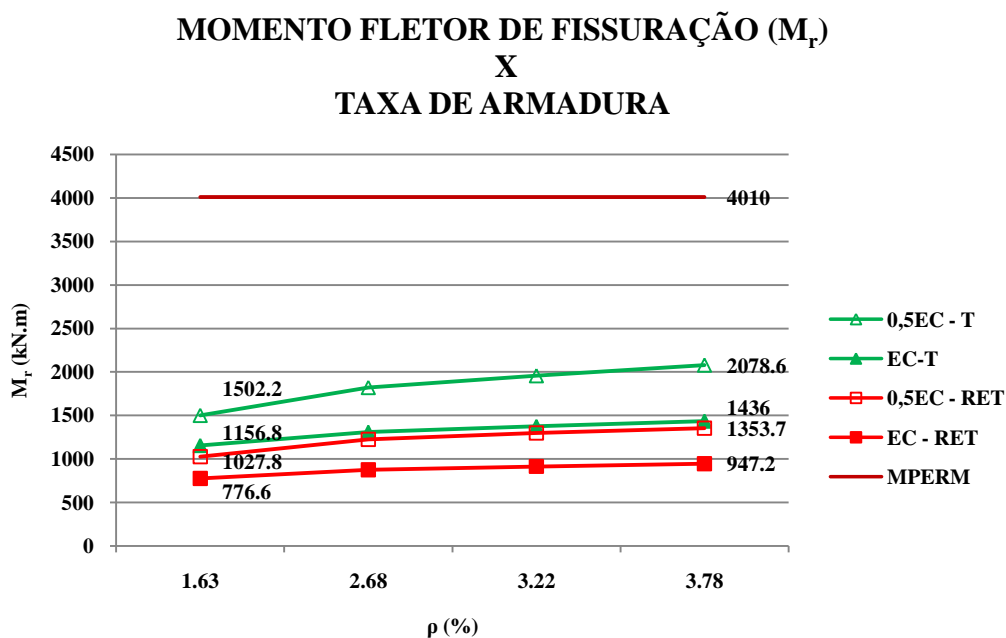


Figura 2.9 – Variação da intensidade do momento fletor de fissuração (M_r) com a taxa geométrica de armadura

Para o concreto com módulo de deformação E_c , o valor de M_r varia de 776,6 a 947,2 kN.m para seção retangular e de 1.156,8 kN.m a 1.436,0 kN.m para seção T, para taxa de armadura variando de $\rho_4=1,63\%$ a $\rho_1=3,78\%$. Para o concreto com módulo de deformação $0,5.E_c$, essa variação é de 1.027,8 kN.m a 1.353,7 kN.m para seção retangular e de 1.502,2 kN.m a 2.078,6 kN.m para seção T.

Considerando o limite de resistência à tração do concreto $f_{ct} = 2.060 \text{ kN/m}^2$ e taxas de armadura variando de $\rho_4=1,63\%$ a $\rho_1=3,78\%$, a intensidade do momento fletor M_r , que leva o concreto tracionado a romper, varia de 776,6 kN.m a 2078,6 kN.m, considerando a seção como retangular ou T e o módulo de deformação do concreto variando de E_c a $0,5.E_c$.

Uma seção tal como considerada no exemplo é típica de pontes com vão de 20,0 m, para as quais somente o carregamento permanente – peso próprio, pavimento e defensas – levaria a um momento fletor máximo da ordem de 4.010,0 kN.m. Ou seja, o momento fletor máximo devido apenas ao carregamento permanente é maior que o

momento de fissuração M_f , considerando a seção retangular ou T, com módulo de deformação E_c ou $0,5.E_c$.

A passagem do Estádio 1 para o Estádio 2 ocorre com variações bruscas nos valores das tensões máximas de compressão do concreto e de tração na armadura. A figura 2.10 apresenta a variação de tensão máxima do concreto comprimido na passagem do Estádio 1 para o Estádio 2, decrescente com o aumento da taxa geométrica de armadura, considerando o módulo de deformação longitudinal do concreto igual a E_c e $0,5.E_c$. Para uma taxa de armadura $\rho \geq 1,63\%$, a variação na tensão máxima de compressão é inferior a 0,47 MPa, considerando a seção retangular ou T, com módulo de deformação E_c ou $0,5E_c$, muito inferior ao valor da resistência à compressão prevista para o concreto.

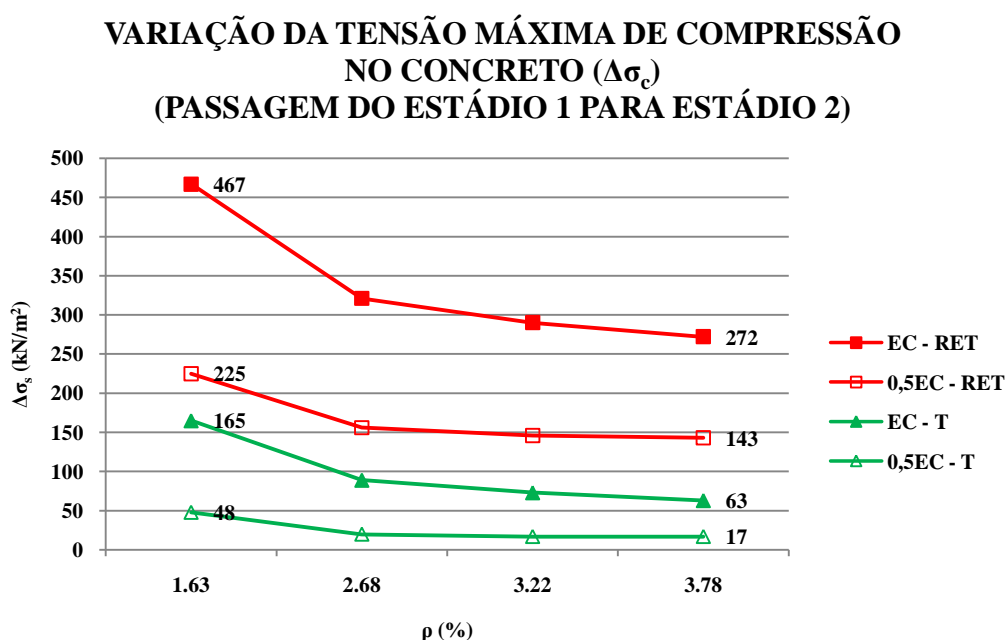


Figura 2.10 – Variação da tensão máxima do concreto comprimido na passagem do Estádio para o Estádio 2

A figura 2.11 apresenta a variação de tensão na armadura na passagem do Estádio 1 para o Estádio 2, também decrescente com o aumento da taxa geométrica de armadura, considerando o módulo de deformação longitudinal do concreto igual a E_c e $0,5.E_c$. Para uma taxa de armadura $\rho \geq 1,63\%$, a variação máxima na tensão de tração na armadura é inferior a 33,8 MPa, considerando a seção retangular ou T, com

módulo de deformação E_c ou $0,5.E_c$, inferior a 10% da tensão existente na armadura em qualquer dos casos de carregamento.

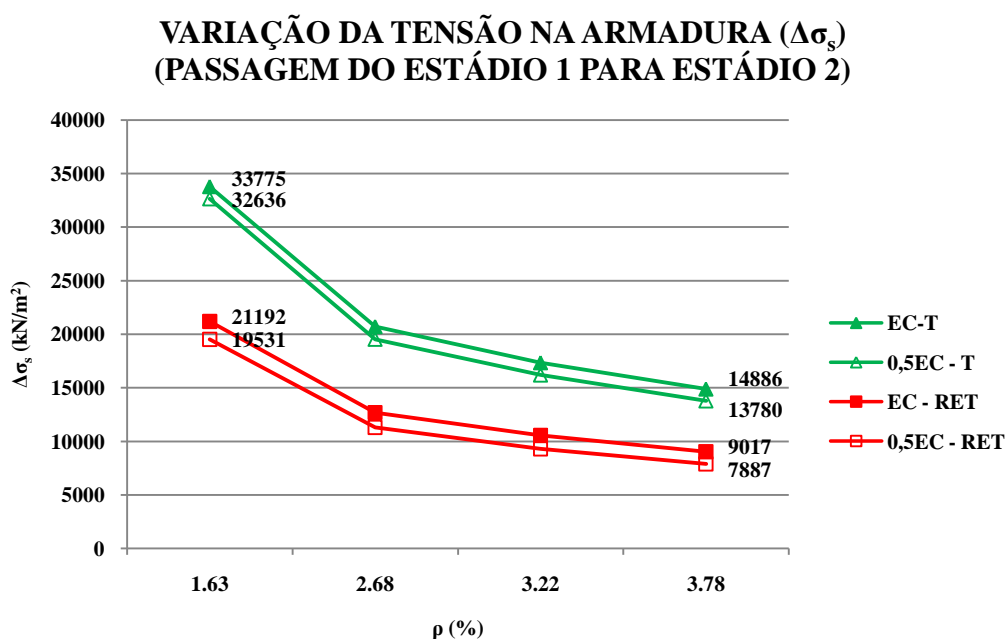


Figura 2.11 – Variação da tensão na armadura na passagem Estádio 1 / Estádio 2

2.1.3.1.2 Cálculos determinísticos – características dos carregamentos

Ao longo da vida útil de uma ponte, ocorrem muitas alterações das condições iniciais que justificaram sua concepção que podem levar à necessidade de uma avaliação de seu comportamento estrutural.

Dentre as situações possíveis que justificam a avaliação de capacidade de carga de uma ponte, encontram-se a adaptação a novas normas de projeto para adequação às exigências de tráfego e de durabilidade, a verificação da influência da variação das características dos materiais componentes pelo uso e envelhecimento na capacidade portante aos carregamentos reais, situações de danos causados por acidentes, possíveis erros de concepção de projeto e construção que acarretaram um mau funcionamento em serviço (excesso de vibração e deformações exageradas), para atender exigências de companhias seguradoras no transporte de cargas especiais, bem como para restringir sua capacidade de carga ou determinar a finalização de sua vida útil.

2.1.3.1.2.1 Evolução das normas de projeto

As pontes das rodovias federais construídas entre 1946 e 1950 foram projetadas com as normas NB-1/1946 [20], NB-2/1946 [21] e NB-6/1946 [22], e tinham como seção transversal típica a apresentada nas figuras 2.12 e 2.13.

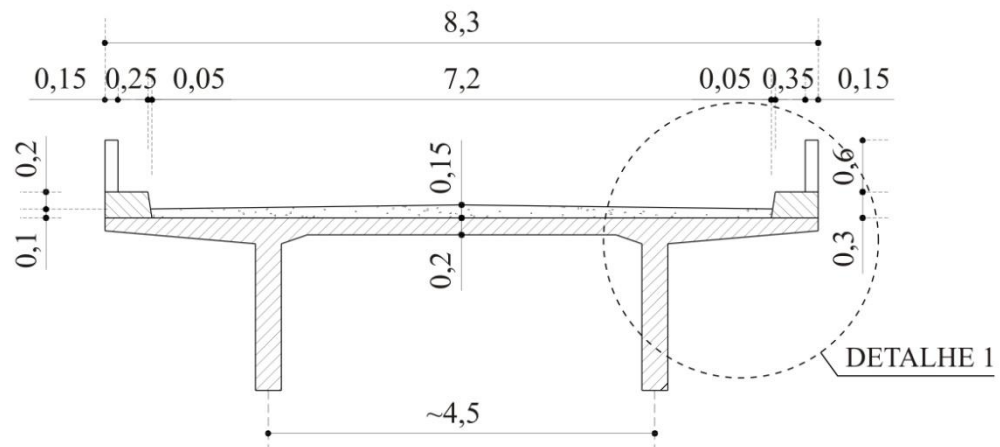


Figura 2.12 – Seção transversal típica segundo [14] – (1946 – 1950)

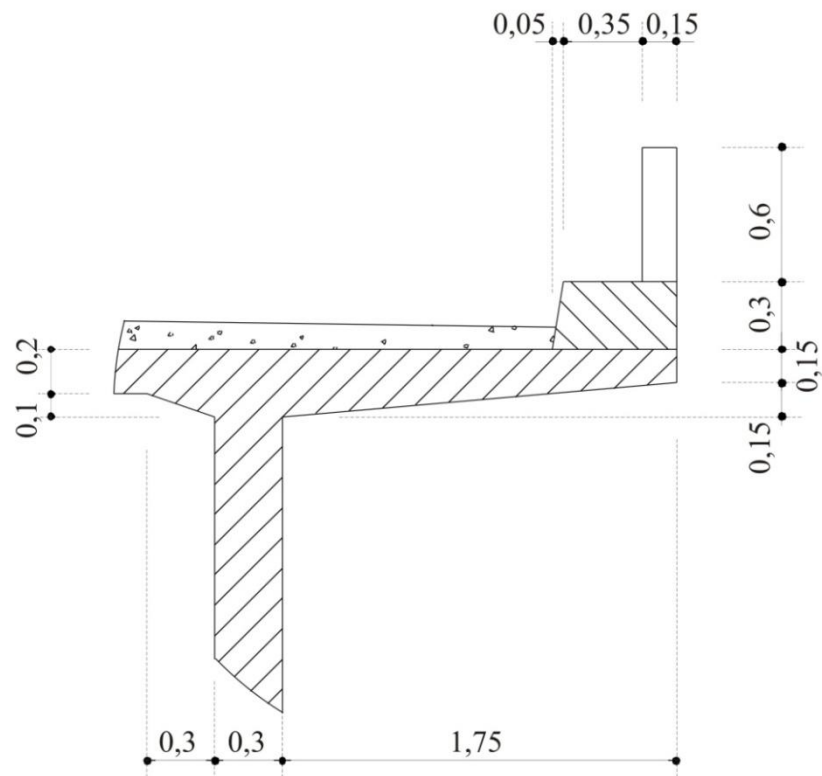


Figura 2.13 – Detalhe 1 da seção transversal

O padrão de carregamento correspondia a um compressor de 240 kN e tantos caminhões de 90 kN quantas fossem as faixas de tráfego menos uma, e multidão de 4,50 kN/m², conforme indicado na Figura 2.14. Para consideração dos efeitos dinâmicos era adotado um coeficiente de impacto $\phi = 1,3$.

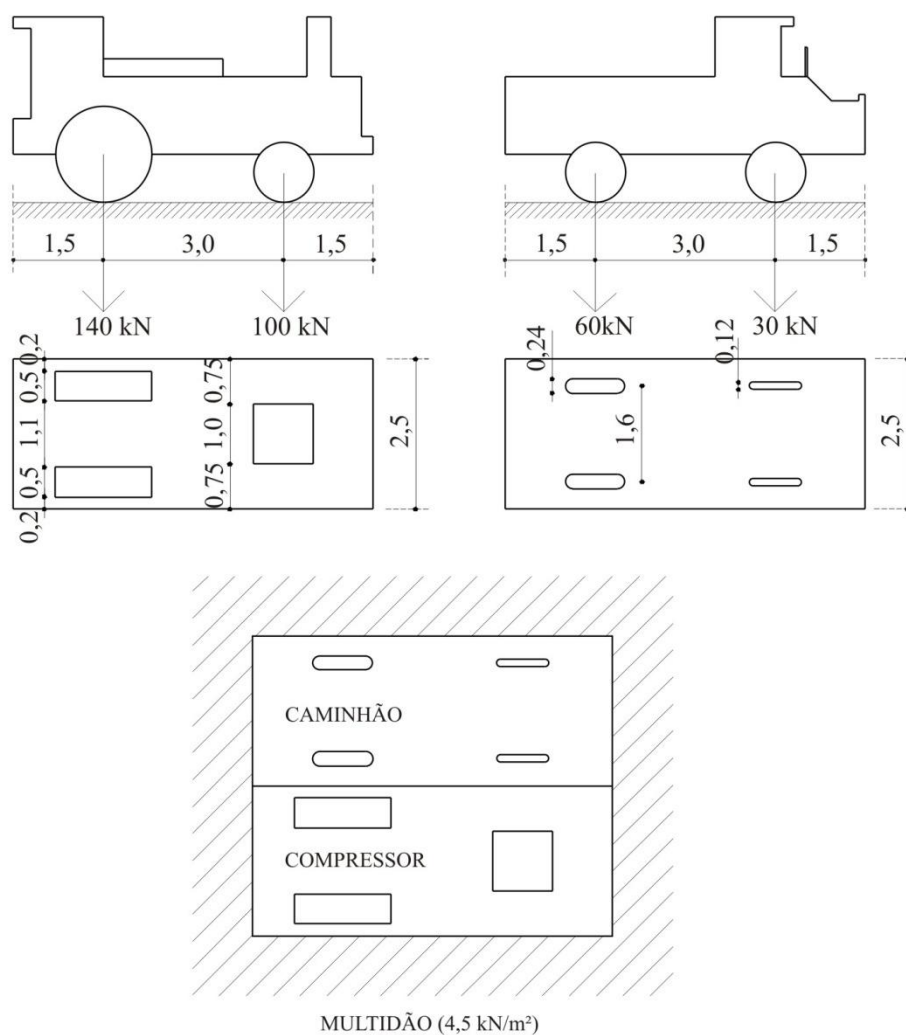


Figura 2.14 – Esquema de carregamento da NB-6/1946

As pontes das rodovias federais construídas entre 1950 e 1960 foram projetadas com as normas NB-1/1946, NB-2/1946 e NPER-6/1950 [23], e tinham como seção transversal típica a mesma apresentada nas figuras 2.12 e 2.13. O padrão de carregamento correspondia a um compressor de 240 kN (140 kN no eixo traseiro e

100 kN no eixo dianteiro) e tantos caminhões de 120 kN (80 kN no eixo traseiro e 40 kN no eixo dianteiro) quantas fossem as faixas de tráfego menos uma, e multidão de 5,00 kN/m², conforme indicado na Figura 2.15. Para consideração dos efeitos dinâmicos também era adotado um coeficiente de impacto $\phi = 1,3$.

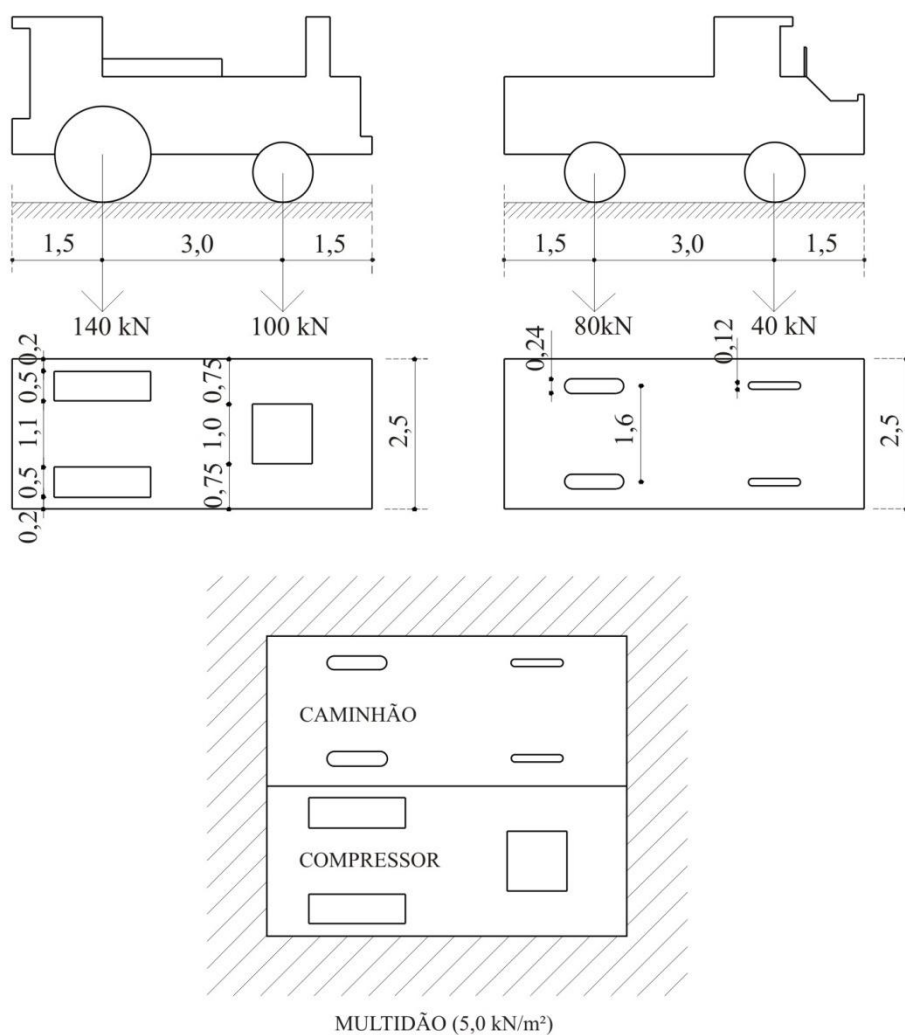


Figura 2.15 – Esquema de carregamento da NB6-6/1950

As pontes das rodovias federais construídas entre 1960 e 1975 foram projetadas com as normas NB-1/1960 [24], NB-2/1960 [25] e NB-6/1960 [26], e tinham como seção transversal típica a apresentada nas figuras 2.16 e 2.17. O padrão de carregamento corresponde a um veículo de 360 kN (120 kN em cada um dos três

eixos), multidão de 5,00 kN/m² anterior e posterior ao veículo e multidão de 3,00 kN/m² nas faixas laterais ao veículo, conforme indicado na Figura 2.18. Para consideração dos efeitos dinâmicos era adotado um coeficiente de impacto $\phi = 1,4 - 0,007.L$, onde L é o vão da ponte.

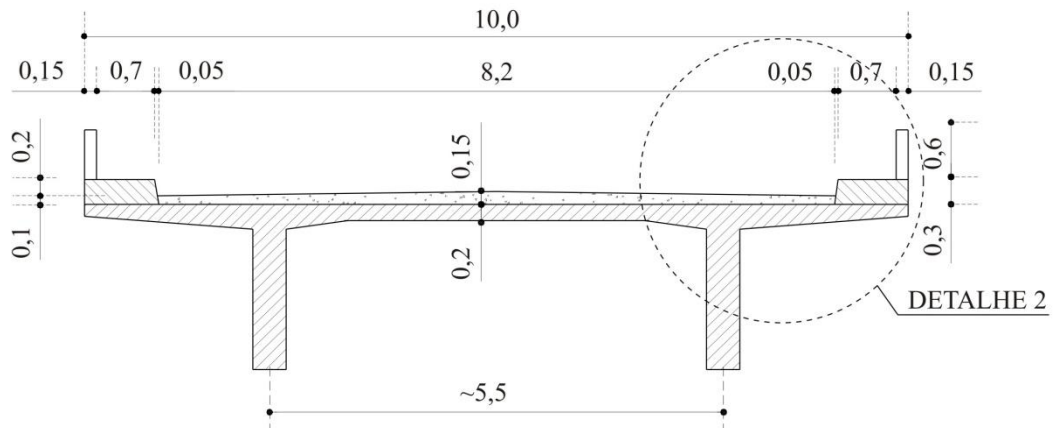


Figura 2.16 - Seção transversal típica segundo [14] - (1960 - 1975)

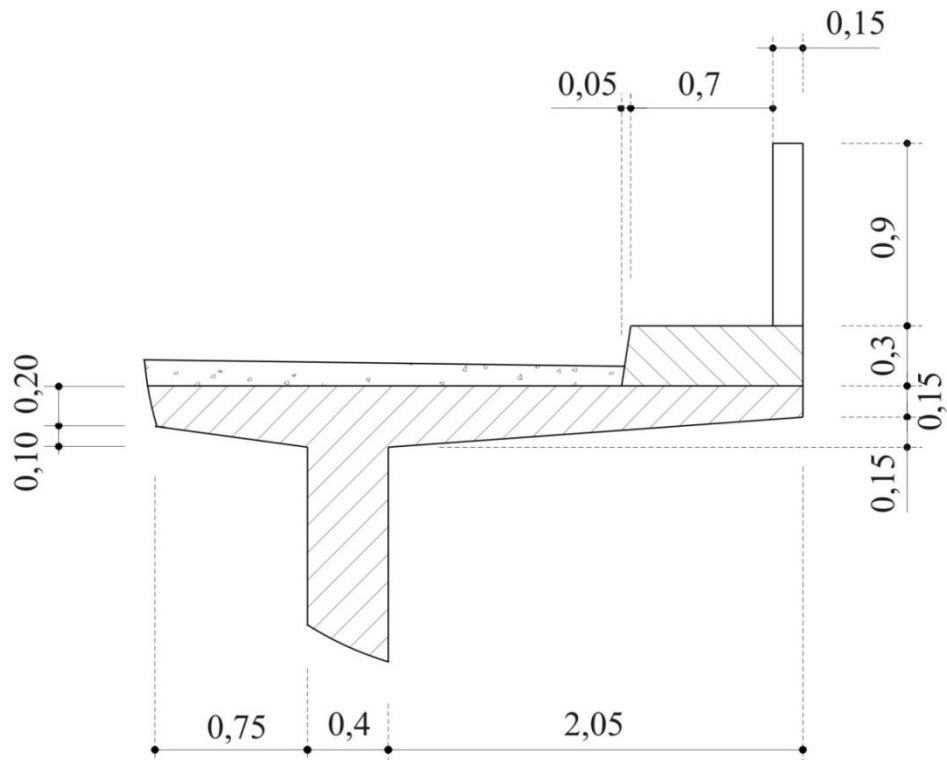


Figura 2.17 - Detalhe 2 da seção transversal

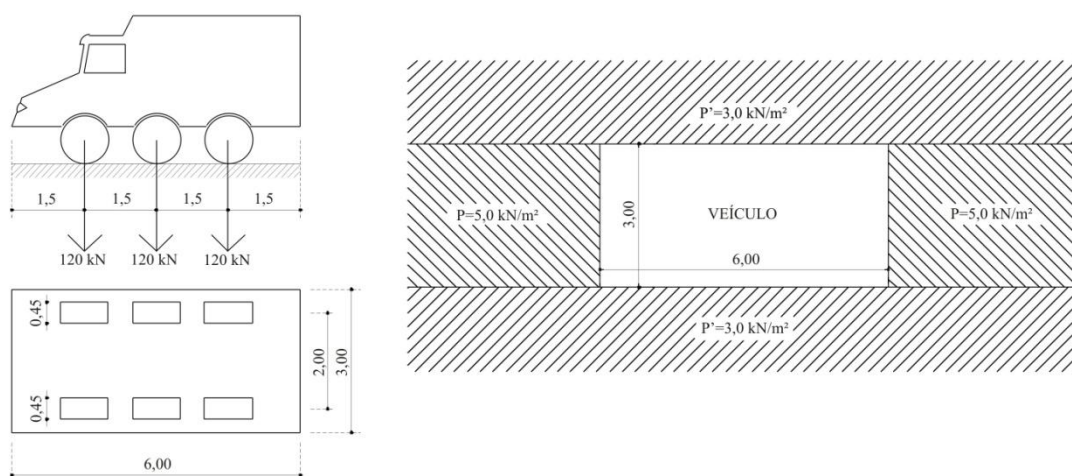
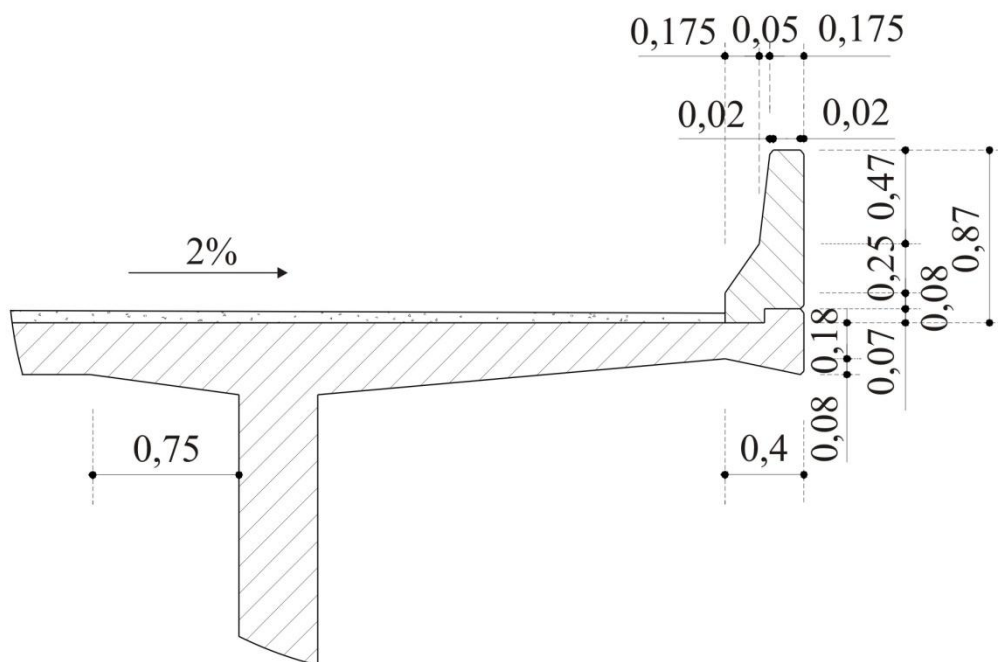
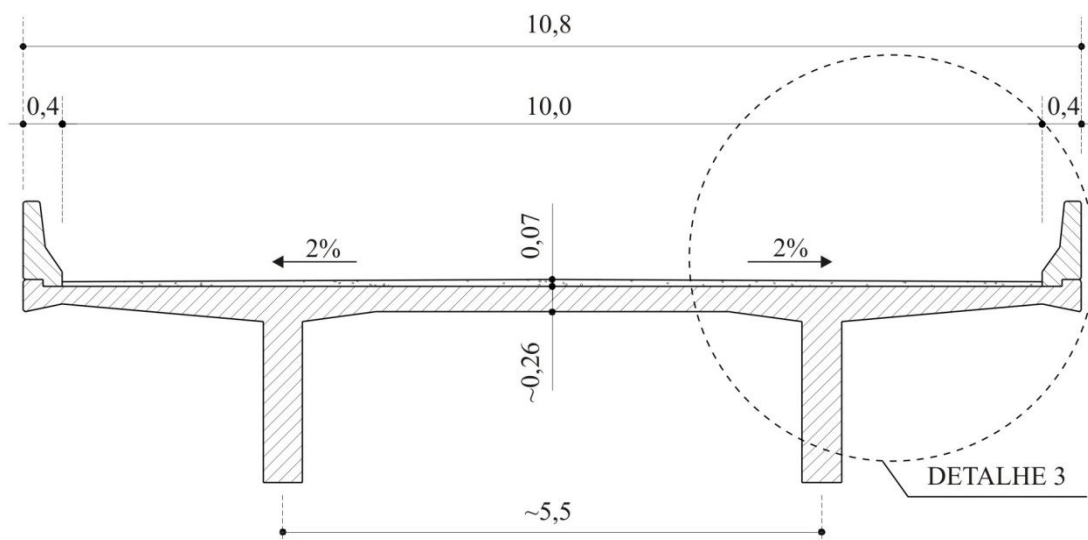


Figura 2.18 – Esquema de carregamento da NB-6/1960

As pontes das rodovias federais construídas entre 1975 e 1985 foram projetadas com as normas NB-1/1978 [27], NB-2/1960 e NB-6/1960, e tinham como seção transversal típica a apresentada nas figuras 2.19 e 2.20. O padrão de carregamento também correspondia a um veículo de 360 kN (120 kN em cada um dos três eixos), multidão de 5,00 kN/m² anterior e posterior ao veículo e multidão de 3,00 kN/m² nas faixas laterais ao veículo, conforme indicado na figura 2.18. Para consideração dos efeitos dinâmicos foi mantido o coeficiente de impacto $\phi = 1,4 - 0,007L$, onde L é o vão da ponte.

As pontes das rodovias federais construídas a partir de 1985 foram projetadas com as normas NB-1/1978, NB-2/1987 [28] e NB-6/1982 [29], e tinham como seção transversal típica a apresentada nas figuras 2.21 e 2.22. O padrão de carregamento correspondia a um veículo de 450 kN (150 kN em cada um dos três eixos), multidão de 5,00 kN/m² ao redor do veículo e multidão de 3,00 kN/m² nos passeios, conforme indicado na Figura 2.23. Para consideração dos efeitos dinâmicos foi mantido o coeficiente de impacto $\phi = 1,4 - 0,007L$, onde L é o vão da ponte.



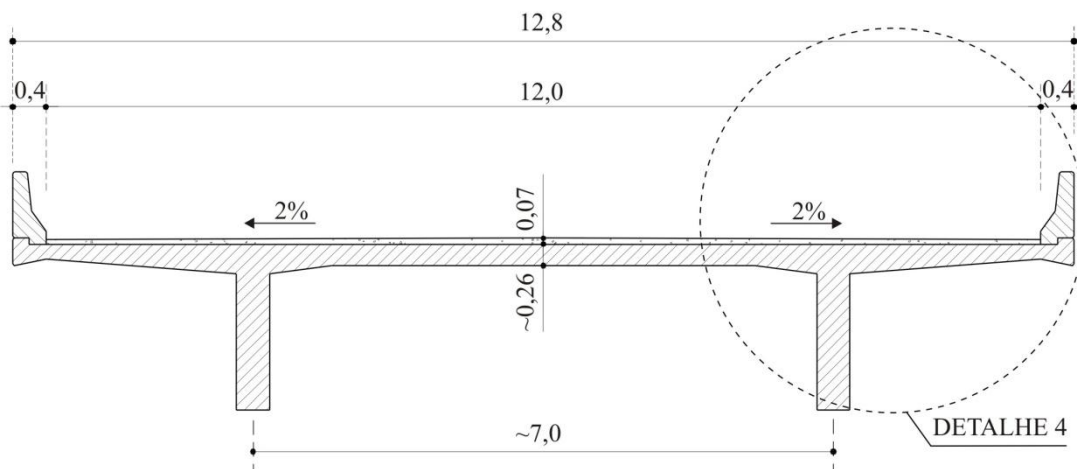


Figura 2.21 - Seção transversal típica segundo [14] – (1985...)

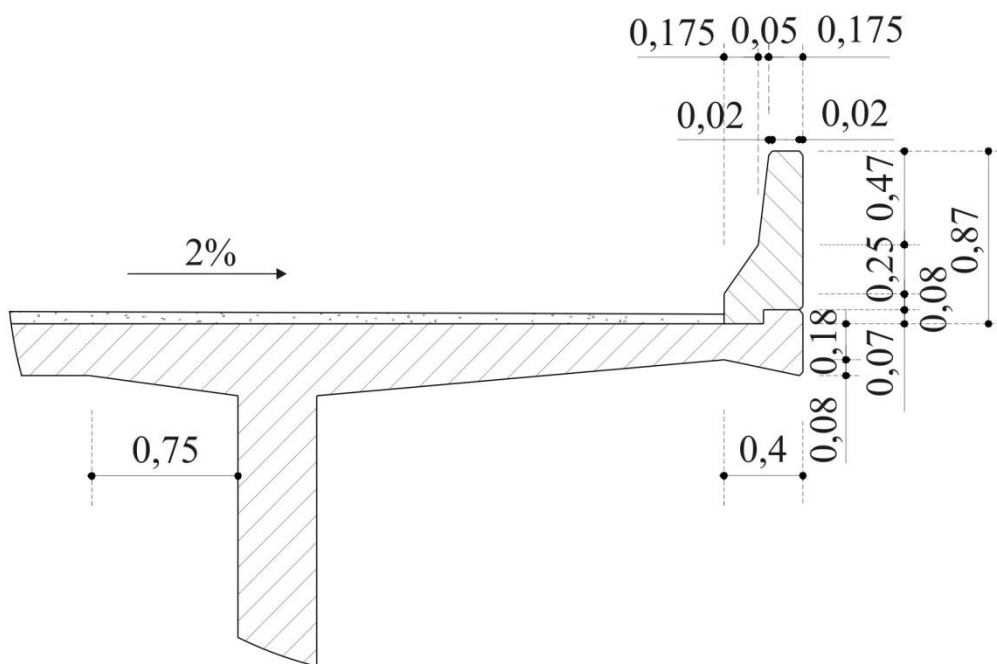


Figura 2.22 – Detalhe 4 da seção transversal

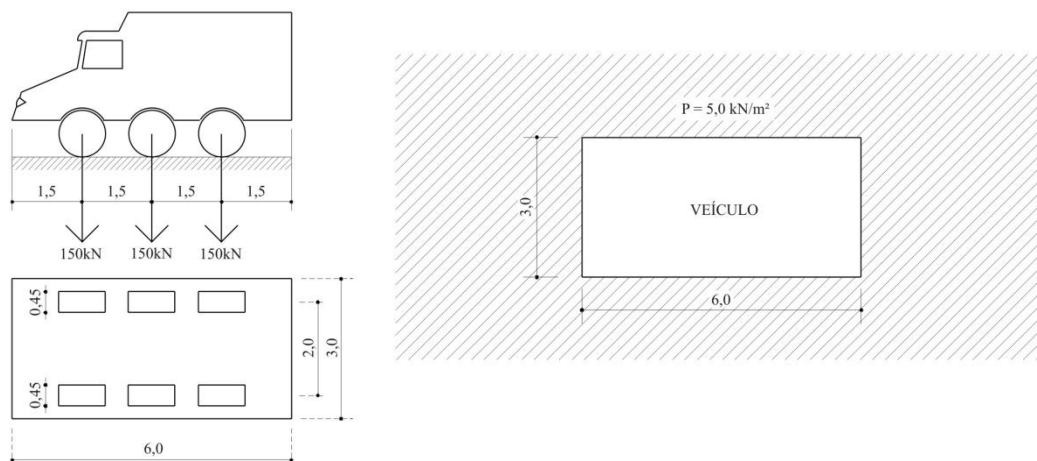


Figura 2.23 – Esquema de carregamento da NB-6/1982

2.1.3.1.2.2 Veículos reais

Os veículos que trafegam nas rodovias brasileiras devem obedecer ao disposto na Lei 9.503 de 23 de setembro de 1997, que instituiu o Código de Trânsito Brasileiro (CTB) [30] e nas resoluções emanadas do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), como a Resolução N° 12/98 – CONTRAN [31], que estabelece limites de peso e dimensões dos veículos e a Resolução N° 211/06 – CONTRAN [32] que estabelece os requisitos necessários à circulação de veículos de carga.

As pesquisas de tráfego apontam para uma grande diversidade de tipos de veículos que compõem a frota de veículos em circulação no país (ver item 2.1.3.2.6) e para um número infinito de possibilidades para as distâncias entre eixos dos veículos.

Para a análise da influência dos veículos sobre os esforços solicitantes, adotamos uma Van como representativa dos veículos leves, um ônibus direcional duplo trucado ONIB-DD-TRUC (4CB) como representativo desse segmento de transporte de passageiros, de acordo com as figuras 2.24 e 2.25, e os veículos propostos no Relatório Técnico elaborado pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo [33], quais sejam o Rodotrem 74/20 (3T6), Rodotrem 74/25 (3T6), Bi-trem 74/25 (3Q6) e caminhão basculante BB 48/14 (3J3), apresentados nas figuras 2.26 a 2.29, cujas cargas por eixo

consideram o percentual de tolerância de 5% em relação à carga máxima prevista por eixo.

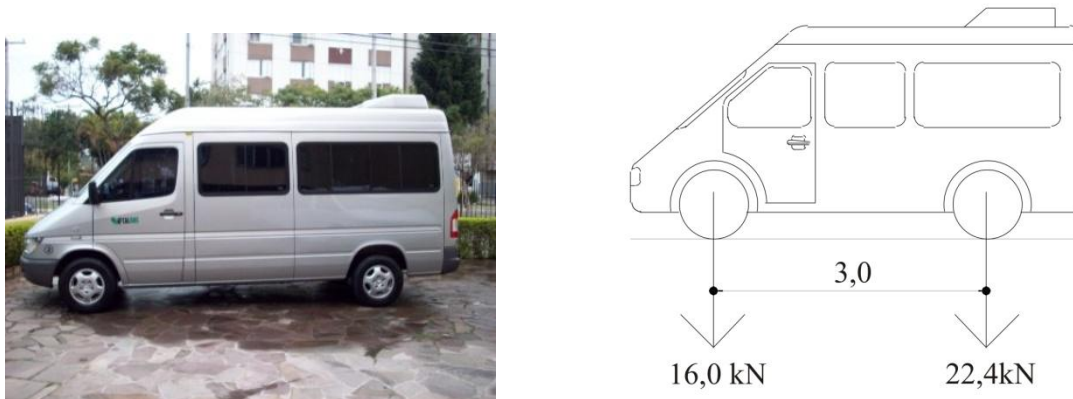


Figura 2.24 – Esquema de cargas de uma Van

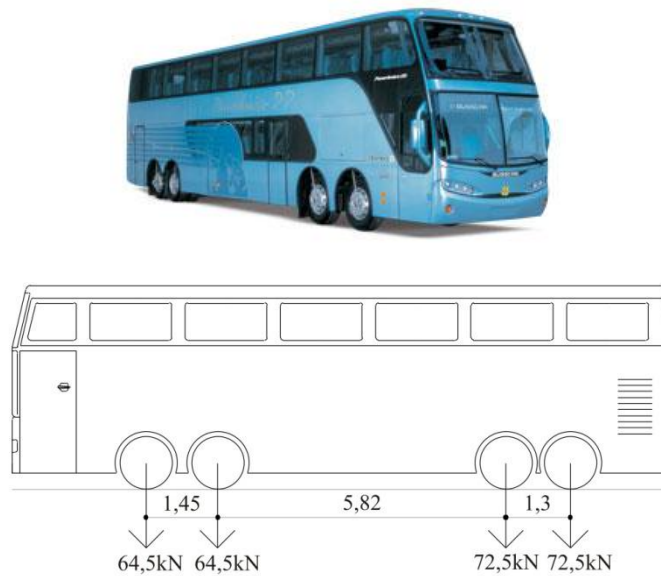


Figura 2.25 – Esquema de cargas de um Ônibus Direcional Duplo Trucado

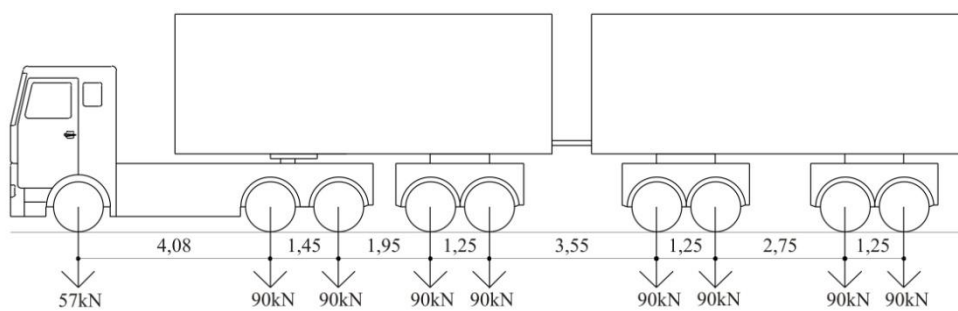


Figura 2.26 - Esquema de cargas de um Rodotrem 74/20 (3T6)

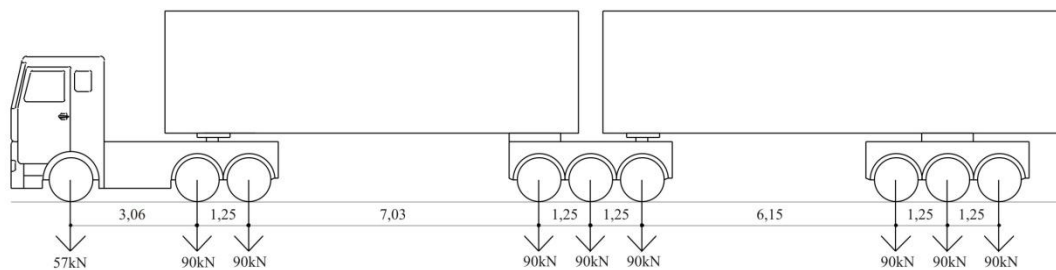


Figura 2.27 - Esquema de cargas de um Rodotrem 74/25 (3T6)

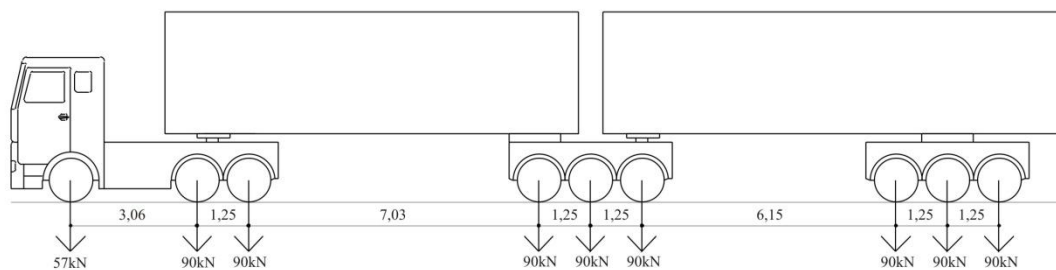


Figura 2.28 – Esquema de cargas de um Bi-trem 74/20 (3Q6)

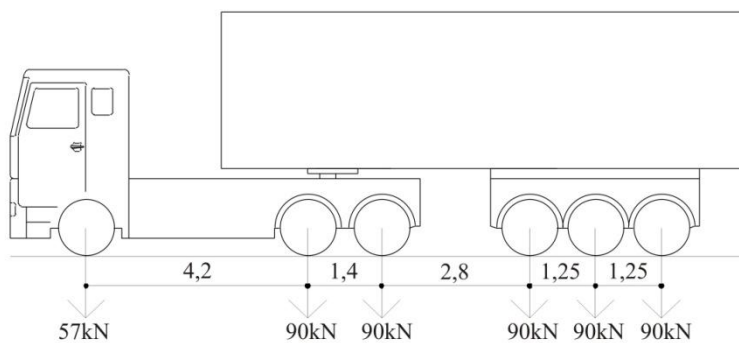


Figura 2.29 – Esquema de cargas de um caminhão basculante BB-48/14 (3J3)

2.1.3.2.3 Modelo de ponte com elementos finitos de barra e casca.

Tensões representativas no concreto e no aço

Os diferentes padrões de carregamento das normas, descritos em 2.1.3.1.2, quando aplicados a uma ponte típica como a da figura 2.4, conferem valores de esforços solicitantes distintos, que devem ser comparados, para efeito de verificação das condições em que o padrão de carregamento de uma norma mais recente também é atendido pelo padrão de uma norma mais antiga, ou para comparação do efeito das cargas reais.

Os modelos utilizados, como o apresentado na figura 2.30, onde os eixos das barras representativas das longarinas são coplanares aos elementos de casca representativos do tabuleiro, remetem ao processo tradicional de avaliação dos esforços em que a contribuição do carregamento chega às longarinas como reações do tabuleiro sobre as mesmas, sem uma consideração mais precisa quanto à ligação entre esses elementos.

A análise efetuada com o SAP2000 [34], restringiu-se aos momentos fletores máximos nas longarinas, com vãos de 6,0 a 40,0 m, provocados pelos padrões de carregamento das normas e por veículos reais em circulação, com geometrias e cargas por eixo determinadas por legislação específica, conforme figuras 2.31 a 2.36, trafegando nas faixas indicadas nas figuras 2.37 a 2.39.

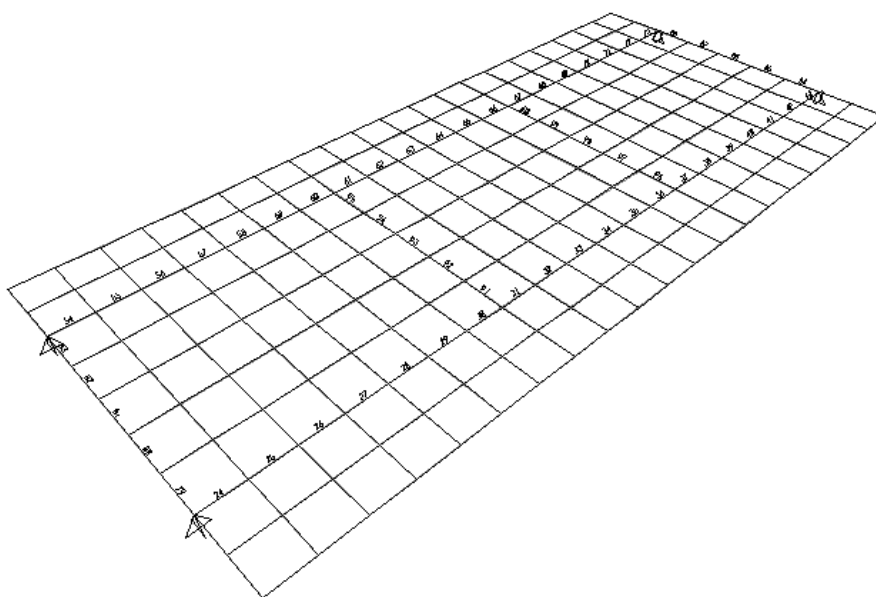


Figura 2.30 – Modelo com elementos de barra e casca

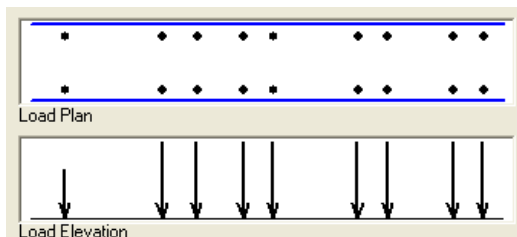


Figura 2.31 – Veículo RT-74/20 (3T6) – $E_1=57,0$ kN / (E_2 a E_9)= $90,0$ kN / $d_{12}=4,075$ m / $d_{23}=1,45$ m / $d_{34}=1,95$ m / $d_{45}=1,25$ m / $d_{56}=3,55$ m / $d_{67}=1,25$ m / $d_{78}=2,75$ m / $d_{89}=1,25$ m

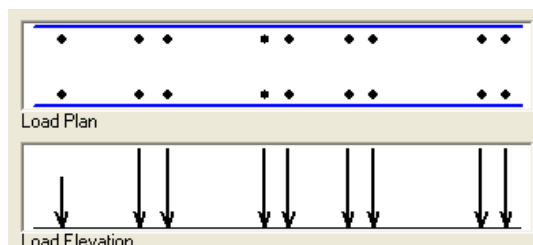


Figura 2.32 – Veículo RT-74/25 (3T6-b) – $E_1=57,0$ kN / (E_2 a E_9)= $90,0$ kN / $d_{12}=3,975$ m / $d_{23}=1,45$ m / $d_{34}=4,95$ m / $d_{45}=1,25$ m / $d_{56}=3,05$ m / $d_{67}=1,25$ m / $d_{78}=5,55$ m / $d_{89}=1,25$ m

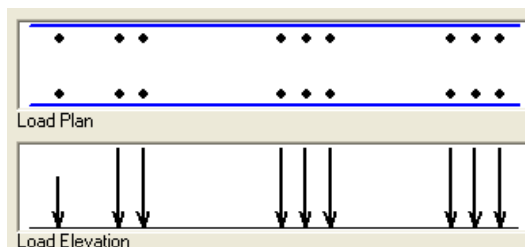


Figura 2.33 – Veículo BT-74/25 (3Q6) – $E_1=57,0$ kN / (E_2 a E_9)= $90,0$ kN / $d_{12}=3,06$ m / $d_{23}=1,25$ m / $d_{34}=7,03$ m / $d_{45}=1,25$ m / $d_{56}=1,25$ m / $d_{67}=6,15$ m / $d_{78}=1,25$ m / $d_{89}=1,25$ m

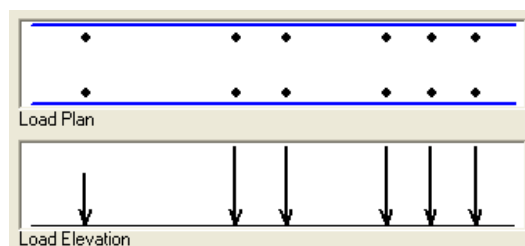


Figura 2.34 – Veículo BB-48/14 (3J3) – $E_1=60,0$ kN / (E_2 a E_6)= $90,0$ kN / $d_{12}=4,20$ m / $d_{23}=1,40$ m / $d_{34}=2,80$ m / $d_{45}=1,25$ m / $d_{56}=1,25$ m

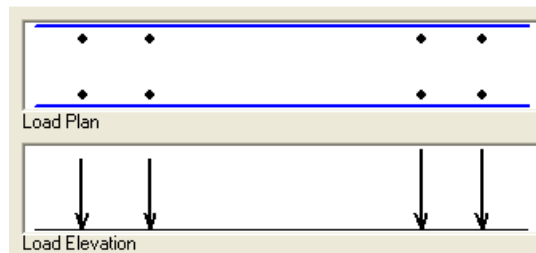


Figura 2.35 – Veículo ONIB-DD-TRUC (4CB) – $(E_1 \text{ a } E_2)=64,5 \text{ kN}$ / $(E_3 \text{ a } E_4)=72,5 \text{ kN}$ / $d_{12}=1,45 \text{ m}$ / $d_{23}=5,82 \text{ m}$ / $d_{34}=1,30 \text{ m}$

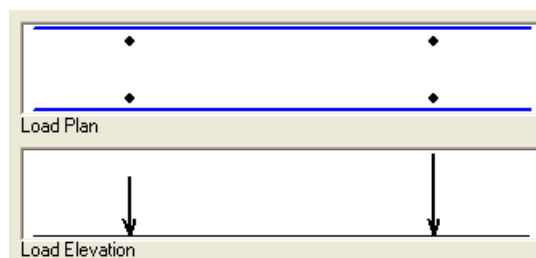


Figura 2.36 – Veículo VAN – $E_1=16,0 \text{ kN}$ / $E_2=22,4 \text{ kN}$ / $d_{12}=3,00 \text{ m}$

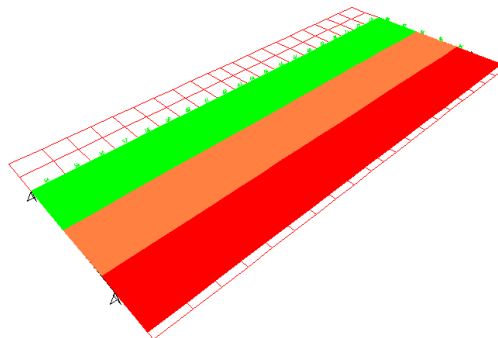


Figura 2.37 – Faixas de atuação do TB240-I e TB240-II, multidão (verde), caminhão (róseo) e compressor (vermelho)

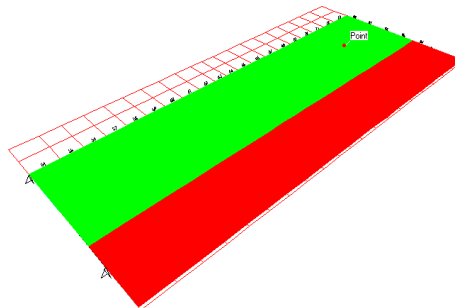


Figura 2.38 – Faixas de atuação do TB360 e TB450, multidão (verde) e veículo (vermelho)

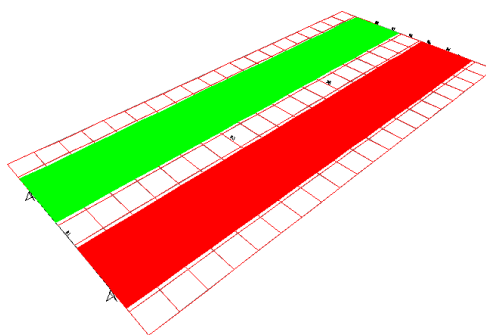


Figura 2.39 – Faixas de circulação dos veículos reais

As normas adotam coeficientes de impacto para consideração do efeito dinâmico dos veículos sobre a ponte, o que amplifica os valores dos esforços obtidos por análise estática para efeito de dimensionamento. A figura 2.40 apresenta os valores dos coeficientes de impacto em função do vão para o TB240, TB360 e TB450 para vãos de 6,0 m a 40,0 m. Para pontes com comprimento de vão maiores que 14,0 m o coeficiente de impacto do TB240 é sempre superior aos do TB360 e TB450, o que se constitui em um fator favorável na análise das pontes mais antigas nesses casos.

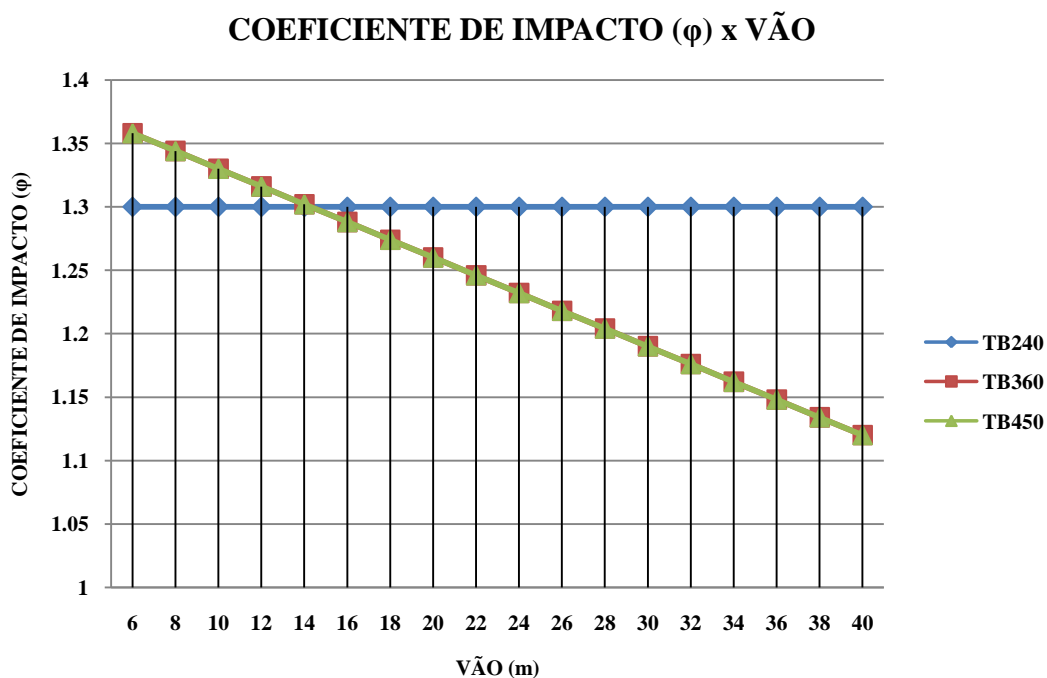


Figura 2.40 – Variação do coeficiente de impacto (φ) com o vão – TB240/TB360/TB450

De acordo com medições efetuadas [35], o coeficiente de impacto pode assumir valores substancialmente maiores que os considerados por norma, a depender das características da estrutura e do pavimento, da velocidade do veículo e da intensidade das cargas por eixo. Para veículos carregados, o valor do coeficiente de impacto pode atingir 1,5.

Inicialmente foram feitas análises com os valores nominais dos carregamentos previstos nas normas e nos veículos em circulação. Na figura 2.41 são apresentados os momentos fletores máximos para pontes simplesmente apoiadas com vãos de 6,0 m a 40,0 m relativos aos carregamentos permanentes – peso próprio, pavimento e defensas – somente ao peso próprio, aos trens-tipo previstos nas normas - TB240-I e II, TB360, TB450, aos veículos atuando em faixa simples - rodotrens RT-74/20 (3T6) e RT-74/25 (3T6), treminhão BT-74/25 (3Q6), trucado semi-reboque BB-48/14 (3J3) e aos ônibus trucados ONIB-TRUC (3CB) e direcional duplo ONIB-DD-TRUC (4CB), também atuando em faixa simples. Observa-se a elevada participação dos carregamentos permanentes - peso próprio, pavimento e defensas - em relação ao carregamento móvel nas pontes com vãos superiores a 20,0 m.

A figura 2.42 decorre da anterior, excluídas as curvas referentes ao peso próprio e às cargas permanentes, para uma comparação entre os trens-tipo das normas com veículos representativos em circulação atualmente, atuando em faixa simples. Verifica-se que o veículo RT-74/20 é o que provoca as maiores solicitações, chegando a ultrapassar as solicitações oriundas do TB450 a partir dos 40,0 m de vão.

Os ônibus, representados pelo direcional duplo trucado, e os veículos leves, representados pela Van, apresentam solicitações sempre muito inferiores até mesmo às apresentadas pelo TB240-I.

Na figura 2.43 são apresentados os momentos fletores máximos para pontes simplesmente apoiadas com vãos de 6,0 m a 40,0 m relativos aos trens-tipo previstos nas normas - TB240-I e II, TB360, TB450, aos veículos rodotrens RT-74/20 e RT-74/25, treminhão BT-74/25, trucado semi-reboque BB-48/14, ônibus direcional duplo trucado ONIB-DD-TRUC e à Van, atuando simultaneamente nas duas faixas de rolamento.

1 VÃO - MOMENTO FLETOR MÁXIMO (FAIXA SIMPLES)

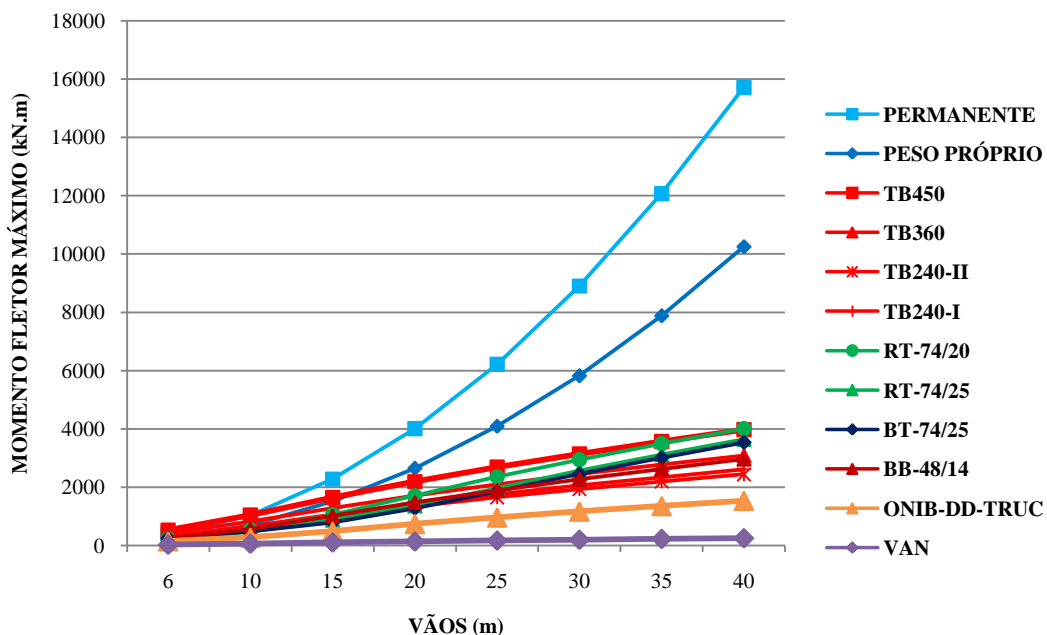


Figura 2.41 – Comparação dos efeitos de cargas permanentes e móveis

1 VÃO - MOMENTO FLETOR MÁXIMO (FAIXA SIMPLES)

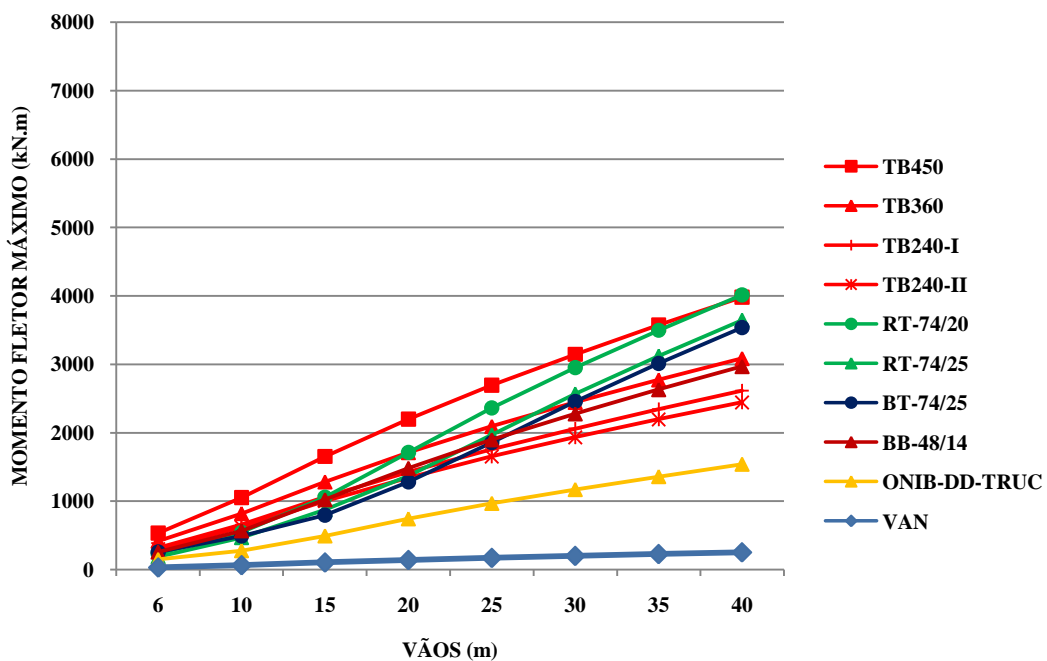


Figura 2.42 – Comparação dos efeitos de cargas móveis reais, excluindo peso próprio - veículos atuando em faixa simples

Observa-se que os esforços oriundos do veículo RT-74/20 ultrapassam os valores do TB450 para pontes com vão superior a 20,0 m, ultrapassam os valores do TB360 para pontes com vão superior a 15,0 m e ultrapassam os valores do TB240 para pontes com vão superior a 10,0 m.

1 VÃO - MOMENTO FLETOR MÁXIMO (FAIXA DUPLA)

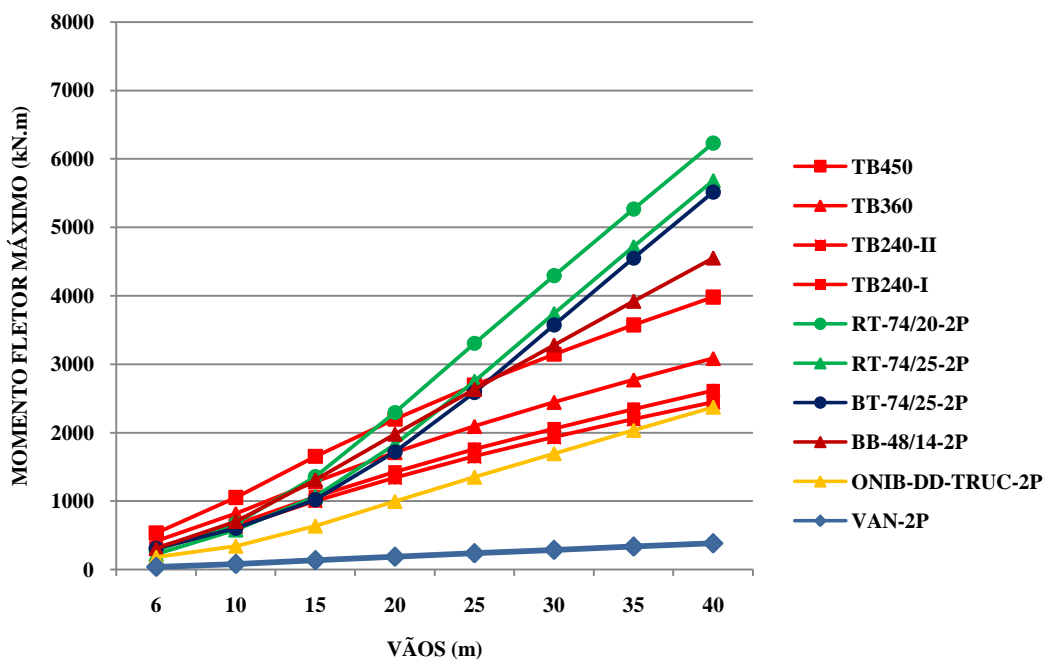


Figura 2.43 – Comparação dos efeitos dos carregamentos, excluindo peso próprio, com veículos atuando nas duas faixas

Embora o conhecimento dos esforços nominais sirva para uma comparação dos mesmos, importam para as verificações os valores nominais afetados pelos respectivos coeficientes de impacto.

As figuras 2.44 e 2.45 apresentam os esforços correspondentes para as situações em que os veículos atuam em faixa simples e em faixa dupla, respectivamente. Observa-se que os esforços oriundos do veículo RT-74/20 atuando em faixa simples são compatíveis com os previstos para o TB450, mas considerando o veículo atuando simultaneamente nas duas faixas esses valores superam os correspondentes ao TB450 para pontes com vão superior a 20,0 m, superam os

correspondentes ao TB360 para pontes com vão superior a 15,0 m e superam os correspondentes ao TB240-I para pontes com vão superior a 10,0 m.

1 VÃO - ϕ .(MOMENTO FLETOR MÁXIMO) (FAIXA SIMPLES)

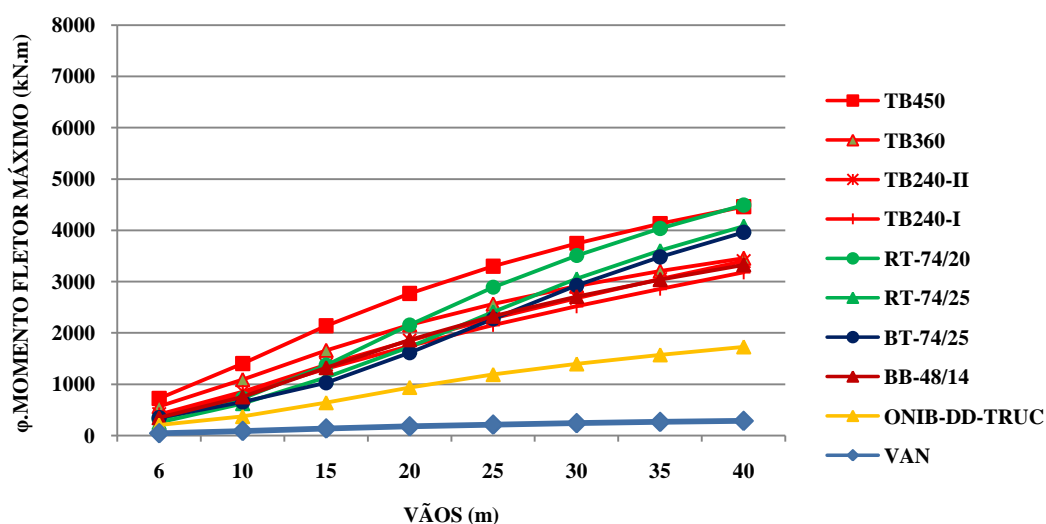


Figura 2.44 – Comparação dos efeitos dos carregamentos, excluindo carga permanente, com os respectivos coeficientes de impacto. Veículos atuando em faixa simples

A figura 2.46 apresenta as diferenças entre os valores dos esforços oriundos do veículo RT-74/20 e os oriundos dos padrões de norma TB450, TB360, TB240-I e TB240-II, afetados pelos respectivos coeficientes de impacto, para as situações em que os veículos atuam em faixa simples e em faixa dupla.

A figura 2.47 ressalta as diferenças entre os valores dos esforços oriundos do veículo RT-74/20 e os oriundos do TB240-I, afetados pelos respectivos coeficientes de impacto, para as situações em que os veículos atuam em faixa simples e em faixa dupla.

1 VÃO - ϕ .(MOMENTO FLETOR MÁXIMO) (FAIXA DUPLA)

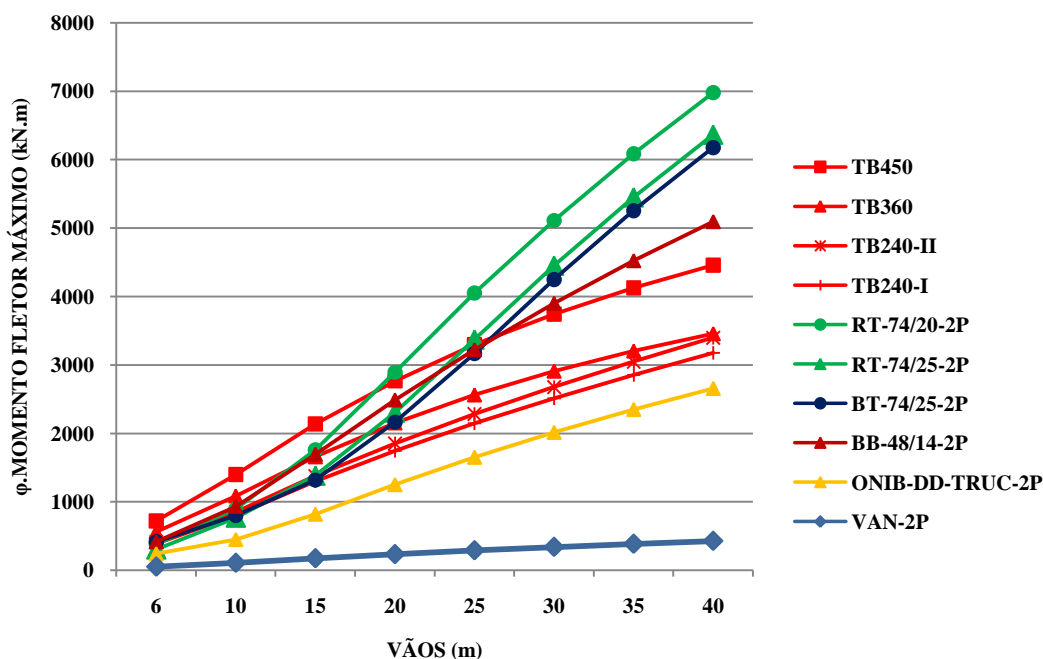


Figura 2.45 – Comparação dos efeitos dos carregamentos, excluindo carga permanente, com os respectivos coeficientes de impacto. Veículos atuando em duas faixas

Para uma ponte com vão de 20,0 m, o momento fletor máximo oriundo do padrão de norma TB240-I afetado pelo coeficiente de impacto mais o carregamento permanente é de 5.756,0 kN.m enquanto para o veículo RT-74/20 afetado pelo coeficiente de impacto mais o carregamento permanente é de 6.166,0 kN.m e de 6.903,0 kN.m em faixa simples e faixa dupla, respectivamente.

Embora as diferenças entre os momentos fletores provocados pelo TB-74/20 e o TB240-I sejam significativas, quando considerado o efeito global dos carregamentos essas diferenças assumem uma importância menor do que se poderia esperar.

**ϕ .(RT-74/20) - ϕ .(PADRÕES DE NORMA)
(FAIXA SIMPLES E DUPLA)**

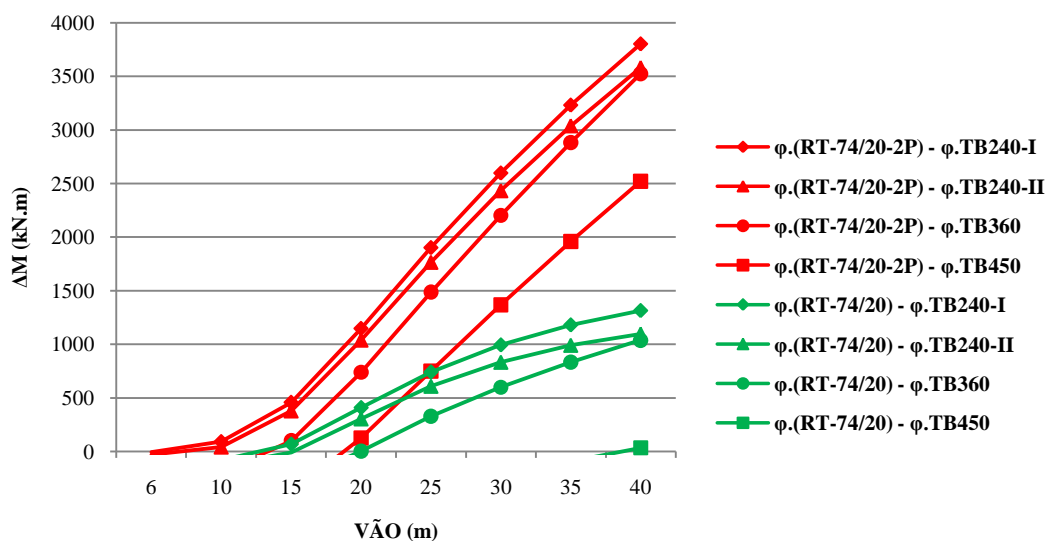


Figura 2.46 – Diferença entre momento máximo provocado pelo RT-74/20 e os padrões das normas, considerados os respectivos coeficientes de impacto

**MOMENTO TOTAL COM IMPACTO
(VEÍCULO RT-74/20 E NORMA TB240-I)**

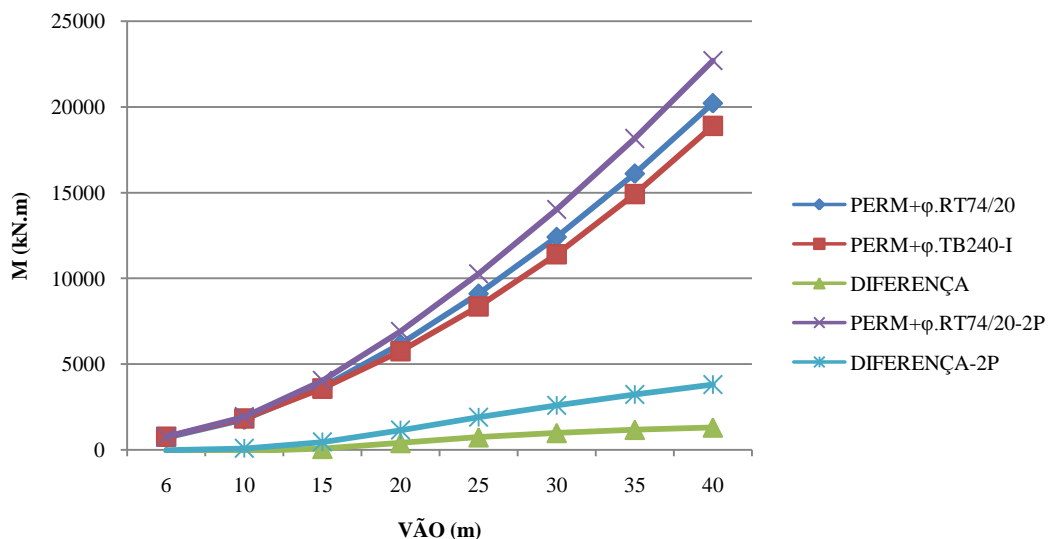


Figura 2.47 – Comparação entre momento máximo provocado pelo RT-74/20 e o padrão TB240-I, considerando o coeficiente de impacto

Considerando para a ponte da figura 2.4 um concreto com $f_{ck} = 18,0$ MPa e aço CA-25, $b_w = 40,0$ cm, $b_f = 440$ cm (segundo o item 14.6.2.2 da NBR6118 [18]), $h = 200,0$

cm, $h_f=25,0$ cm e $d'=15,0$ cm e o TB-240-I, as áreas de aço calculadas encontram-se na Tabela 2.1. Na mesma tabela, encontram-se as áreas de aço calculadas para o aço CA50, considerado neste caso $d'=8,5$ cm.

	M (kN.m)	CA25 A_s (cm ²)	CA50 A_s (cm ²)
PERM+φ.TB240-I	5.756,0	205,5 (42Φ25)	99,1 (21Φ25)
PERM+φ.RT-74/20	6.166,0	220,6 (45Φ25)	106,3 (22Φ25)
PERM+φ.RT-74/20-2P	6.903,0	247,8 (51Φ25)	119,4 (25Φ25)

Tabela 2.1 – Área da armadura longitudinal – Seção T – Aços CA25 e CA50

A figura 2.48 apresenta a variação da área de aço necessária nas três situações de carregamento em função da largura da mesa de compressão, considerados no dimensionamento os aços CA25 e CA50. Observa-se pouca variação na área de aço calculada para larguras de mesa comprimida superiores a 2,0 m, o que indica pouca sensibilidade a danos no tabuleiro quando estes ocorrem a mais de 1,0 m afastado do eixo da longarina.

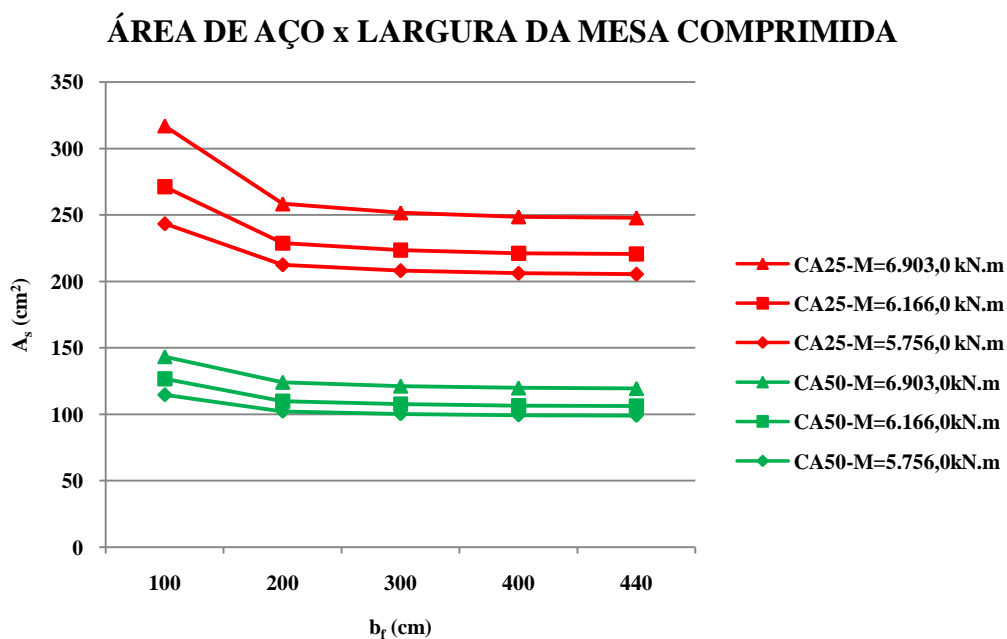


Figura 2.48 – Variação da área de aço calculada com a largura da mesa comprimida

Com base nas áreas de aço calculadas, procurou-se estabelecer um arranjo das barras de modo a facilitar comparações entre os modelos da ponte com elementos de barra e casca (B-C) com os modelos de elementos sólidos (SOL) (**item 2.1.3.2.5**), considerando variações no módulo de deformação do concreto, na taxa geométrica de armadura e na existência de corrosão na primeira camada do arranjo, conforme figura 2.49 a 2.51 (d' = distância do centro de gravidade da armadura à borda inferior da longarina).

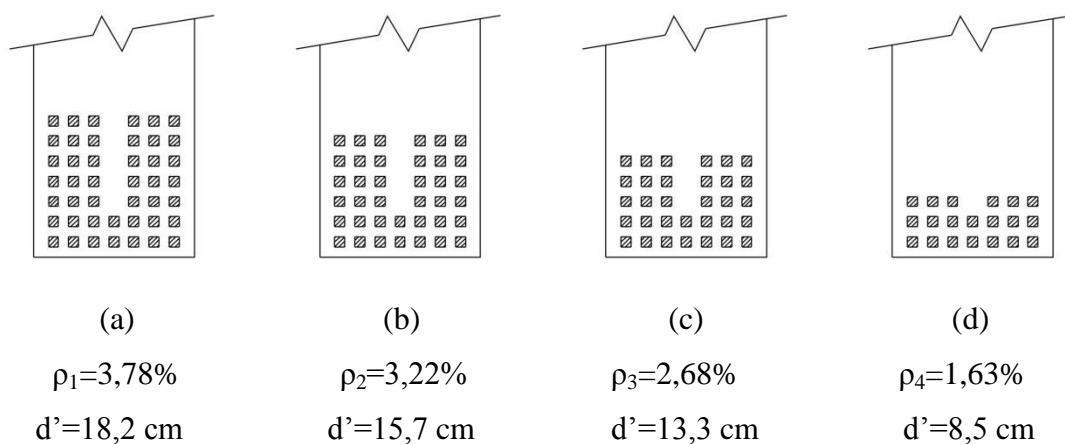


Figura 2.49 – Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada do arranjo não corroída

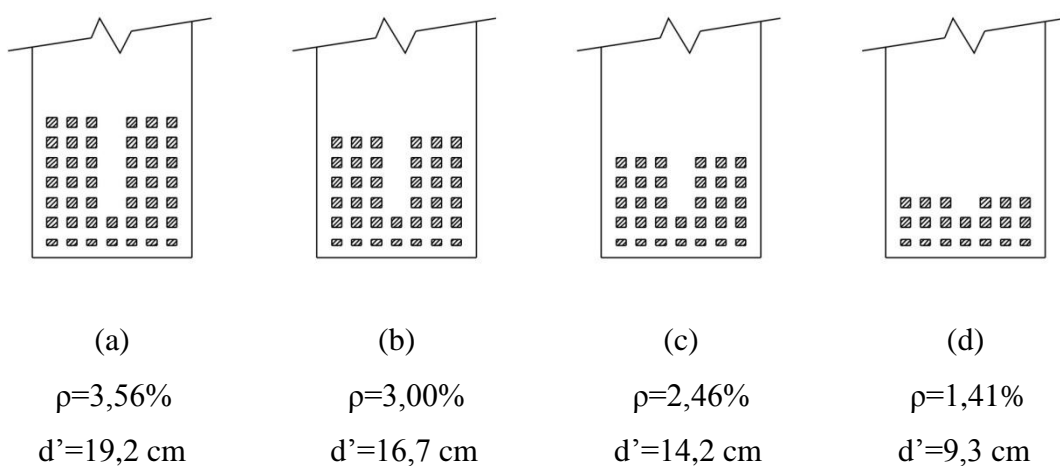


Figura 2.50 – Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada com 40% de corrosão

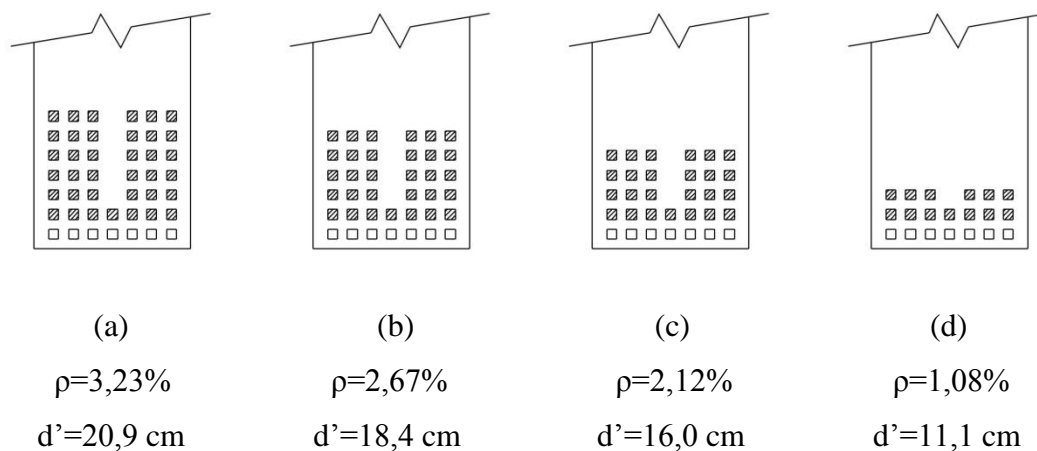


Figura 2.51 – Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada 100% corroída

Considerando o mesmo exemplo e as taxas geométricas de armadura $\rho_3 = 2,68\%$ e $\rho_4 = 1,63\%$, com barras distribuídas conforme as figuras 2.49-c e 2.49-d, respectivamente, as tensões máximas de compressão no concreto e as tensões médias de tração na armadura em serviço, calculadas para as seções retangular e T, provocadas pelos carregamentos {PERM}, {PERM + ϕ .TB240-I}, {PERM + ϕ .TB240-II}, {PERM + ϕ .TB240-II}, {PERM + ϕ .TB360}, {PERM + ϕ .TB450}, {PERM + ϕ .RT-74/20}, {PERM + ϕ .RT-74/20-2P}, {PERM + ϕ .ONIB-DD-TRUC}, {PERM + ϕ .ONIB-DD-TRUC-2P}, {PERM + ϕ .VAN} e {PERM + ϕ .VAN-2P}, na seção mais solicitada, encontram-se nas tabelas (2.2) a (2.13). As variações de tensões observadas com a passagem dos veículos encontram-se nas tabelas (2.14) a (2.25).

Note-se que na ocorrência de danos na laje que impeçam sua utilização como mesa comprimida, as tensões máximas de compressão em serviço superam o valor da resistência característica à compressão do concreto, com exceção da combinação (PERM+ ϕ .TB240-I) com módulo de deformação do concreto $0,5.E_c$.

A camada de barras mais afastada da linha neutra apresenta tensão de tração da ordem de 5% a 10% superior à tensão calculada para o centro de gravidade das mesmas. Mesmo assim, em qualquer dos casos a armadura apresenta tensões de tração em serviço inferiores aos do f_{yk} correspondentes.

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
PERM	4.010,0	14,01	128,27	11,86	134,59
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	20,11	184,12	17,02	193,20
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	20,48	187,55	17,33	196,79
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	21,54	197,18	18,22	206,89
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	23,68	216,82	20,04	227,50
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	21,54	197,24	18,23	206,96
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	24,12	220,81	20,41	231,70
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	17,28	158,21	14,62	166,01
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	18,38	168,32	15,56	176,62
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	14,63	133,90	12,38	140,50
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	14,83	135,76	12,55	142,45

Tabela 2.2 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular (Estádio 2) – $\rho_3=2,68\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_c (Mpa)	σ_s (Mpa)
PERM	4.010,0	3,12	113,69	2,62	114,70
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	4,48	163,19	3,77	164,64
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	4,56	166,23	3,84	167,70
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	4,80	174,76	4,03	176,31
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	5,27	192,17	4,44	193,87
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	4,80	174,82	4,04	176,37
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	5,37	195,71	4,52	197,45
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	3,85	140,23	3,24	141,47
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	4,09	149,19	3,44	150,51
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	3,26	118,68	2,74	119,73
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	3,30	120,32	2,78	121,39

Tabela 2.3 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T – (Estádio 2) – $\rho_3 = 2,68\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
PERM	4.010,0	14,49	140,34	12,19	147,18
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	20,80	201,44	17,50	211,26
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	21,18	205,19	17,83	215,18
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	22,27	215,72	18,74	226,23
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	24,49	237,21	20,61	248,77
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	22,28	215,79	18,75	226,31
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	24,94	241,59	20,99	253,36
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	17,87	173,10	15,04	181,53
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	19,01	184,15	16,00	193,13
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	15,12	146,50	12,73	153,64
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	15,33	148,53	12,90	155,76

Tabela 2.4– Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,46\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_c (Mpa)	σ_s (Mpa)
PERM	4.010,0	3,23	124,95	2,69	126,08
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	4,64	179,36	3,86	180,98
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	4,72	182,69	3,94	184,34
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	4,97	192,07	4,14	193,80
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	5,46	211,20	4,55	213,11
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	4,97	192,13	4,14	193,87
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	5,56	215,10	4,64	217,04
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	3,99	154,12	3,32	155,51
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	4,24	163,96	3,53	165,44
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	3,37	130,44	2,81	131,61
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	3,42	132,24	2,85	133,44

Tabela 2.5 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seçãoT – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,46\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
PERM	4.010,0	15,41	164,40	12,85	172,22
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	22,11	235,98	18,44	247,21
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	22,52	240,36	18,79	251,80
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	23,68	252,70	19,75	264,73
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	26,04	277,88	21,72	291,10
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	23,69	252,79	19,76	264,81
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	26,52	283,00	22,12	296,47
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	19,00	202,77	15,85	212,42
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	20,21	215,73	16,86	225,99
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	16,08	171,61	13,41	179,78
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	16,30	173,99	13,60	182,27

Tabela 2.6 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,12\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_c (Mpa)	σ_s (Mpa)
PERM	4.010,0	3,45	147,47	2,83	146,86
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	4,96	211,69	4,06	213,68
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	5,05	215,62	4,13	217,65
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	5,31	226,69	4,35	228,82
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	5,84	249,27	4,78	251,62
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	5,31	226,76	4,35	228,90
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	5,94	253,87	4,87	256,26
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	4,26	181,90	3,49	183,61
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	4,53	193,52	3,71	195,34
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	3,60	153,95	2,95	155,39
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	3,65	156,08	2,99	157,55

Tabela 2.7 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seçãoT – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,12\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
PERM	4.010,0	15,40	194,37	12,65	203,17
PERM+ φ .(TB240-I)	5.756,0	22,10	279,00	18,16	291,64
PERM+ φ .(TB240-II)	5.863,0	22,52	284,19	18,50	297,06
PERM+ φ .(TB360)	6.164,0	23,67	298,78	19,45	312,31
PERM+ φ .(TB450)	6.778,0	26,03	328,54	21,39	343,42
PERM+ φ .(RT-74/20)	6.166,0	23,68	298,88	19,46	312,41
PERM+ φ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	26,51	334,60	21,78	349,75
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	18,99	239,74	15,61	250,60
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	20,21	255,06	16,60	266,61
PERM+ φ .(VAN)	4.186,0	16,08	202,90	13,21	212,09
PERM+ φ .(VAN-2P)	4244,0	16,30	205,72	13,39	215,03

Tabela 2.8 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular (Estádio 2) – $\rho_4=1,63\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_c (Mpa)	σ_s (Mpa)
PERM	4.010,0	3,53	176,30	2,83	178,01
PERM+ φ .(TB240-I)	5.756,0	5,07	253,06	4,06	255,52
PERM+ φ .(TB240-II)	5.863,0	5,17	257,77	4,14	260,27
PERM+ φ .(TB360)	6.164,0	5,43	271,00	4,35	273,63
PERM+ φ .(TB450)	6.778,0	5,97	298,00	4,78	300,89
PERM+ φ .(RT-74/20)	6.166,0	5,43	271,09	4,35	273,72
PERM+ φ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	6,08	303,49	4,87	306,44
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	4,36	217,45	3,49	219,56
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	4,64	231,35	3,71	233,59
PERM+ φ .(VAN)	4.186,0	3,69	184,04	2,95	185,82
PERM+ φ .(VAN-2P)	4244,0	3,74	186,59	3,00	188,40

Tabela 2.9 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T (Estádio 2) – $\rho_4=1,63\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
PERM	4.010,0	16,25	224,62	13,25	234,47
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	23,33	322,42	19,01	336,56
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	23,77	328,42	19,37	342,82
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	24,99	345,28	20,36	360,41
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	27,47	379,67	22,39	396,32
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	24,99	345,39	20,37	360,53
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	27,98	386,67	22,80	403,62
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	20,05	277,05	16,34	289,20
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	21,33	294,75	17,38	307,67
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	16,97	234,48	13,83	244,76
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	17,20	237,73	14,02	248,15

Tabela 2.10 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,41\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_c (Mpa)	σ_s (Mpa)
PERM	4.010,0	3,77	204,93	2,96	207,10
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	5,42	294,15	4,25	297,27
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	5,52	299,62	4,33	302,80
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	5,80	315,01	4,55	318,34
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	6,38	346,38	5,01	350,05
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	5,80	315,11	4,56	318,45
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	6,50	352,77	5,10	356,51
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	4,66	252,76	3,65	255,44
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	4,95	268,91	3,89	271,76
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	3,94	213,92	3,09	216,19
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	3,99	216,89	3,14	219,18

Tabela 2.11 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,41\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
PERM	4.010,0	18,10	294,56	14,54	306,58
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	25,98	422,81	20,86	440,07
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	26,46	430,67	21,25	448,25
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	27,82	452,78	22,34	471,26
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	30,59	497,88	24,57	518,21
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	27,83	452,93	22,35	471,42
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	31,15	507,06	25,02	527,77
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	22,32	563,31	17,93	378,14
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	23,75	386,52	19,07	402,30
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	18,89	307,48	15,17	320,04
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	19,15	311,75	15,38	324,47

Tabela 2.12 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção retangular – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,08\%$

Carregamento	M (kN.m)	E_c		$0,5.E_c$	
		σ_c (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_c (Mpa)	σ_s (Mpa)
PERM	4.010,0	3,84	271,07	3,27	274,60
PERM+ ϕ .(TB240-I)	5.756,0	5,52	389,09	4,70	394,17
PERM+ ϕ .(TB240-II)	5.863,0	5,62	396,32	4,79	401,49
PERM+ ϕ .(TB360)	6.164,0	5,91	416,67	5,03	422,11
PERM+ ϕ .(TB450)	6.778,0	6,50	458,17	5,53	464,15
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	6.166,0	5,91	416,81	5,03	422,24
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	6.903,0	6,62	466,62	5,63	472,71
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	4.946,0	4,74	334,34	4,04	338,70
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5.262,0	5,04	355,70	4,30	360,34
PERM+ ϕ .(VAN)	4.186,0	4,01	282,96	3,42	286,65
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	4244,0	4,07	286,88	3,46	290,63

Tabela 2.13 – Tensões máximas em serviço, veículos com impacto – seção T 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,08\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ φ .(TB240-I)	6,10	55,85	5,16	58,61
PERM+ φ .(TB240-II)	6,47	59,28	5,47	62,20
PERM+ φ .(TB360)	7,53	68,91	6,36	72,30
PERM+ φ .(TB450)	9,67	88,55	8,18	92,91
PERM+ φ .(RT-74/20)	7,53	68,97	6,37	72,37
PERM+ φ .(RT-74/20-2P)	10,11	92,54	8,55	97,11
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC)	3,27	29,94	2,76	31,42
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	4,37	40,05	3,70	42,03
PERM+ φ .(VAN)	0,62	5,63	0,52	5,91
PERM+ φ .(VAN-2P)	0,82	7,49	0,69	7,86

Tabela 2.14 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular (Estádio 2) – $\rho_3=2,68\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ φ .(TB240-I)	1,36	49,50	1,15	49,94
PERM+ φ .(TB240-II)	1,44	52,54	1,22	53,00
PERM+ φ .(TB360)	1,68	61,07	1,41	61,61
PERM+ φ .(TB450)	2,15	78,48	1,82	79,17
PERM+ φ .(RT-74/20)	1,68	61,13	1,42	61,67
PERM+ φ .(RT-74/20-2P)	2,25	82,08	1,90	82,75
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC)	0,73	26,54	0,62	26,77
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	0,97	35,50	0,82	35,81
PERM+ φ .(VAN)	0,14	4,99	0,12	5,03
PERM+ φ .(VAN-2P)	0,18	6,63	0,16	6,69

Tabela 2.15 – Variação da tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T – (Estádio 2) – $\rho_3=2,68\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ ϕ .(TB240-I)	6,31	61,10	5,31	64,08
PERM+ ϕ .(TB240-II)	6,69	64,85	5,64	68,00
PERM+ ϕ .(TB360)	7,78	75,38	6,55	79,05
PERM+ ϕ .(TB450)	10,00	96,87	8,42	101,59
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	7,79	75,45	6,56	79,13
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	10,45	101,25	8,80	106,18
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	3,38	32,76	2,85	34,35
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	4,52	43,81	3,81	45,95
PERM+ ϕ .(VAN)	0,63	6,16	0,54	6,46
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	0,84	8,19	0,71	8,58

Tabela 2.16 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,46\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ ϕ .(TB240-I)	1,41	54,41	1,17	54,90
PERM+ ϕ .(TB240-II)	1,49	57,74	1,25	58,26
PERM+ ϕ .(TB360)	1,74	67,12	1,45	67,72
PERM+ ϕ .(TB450)	2,23	86,25	1,86	87,03
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	1,74	67,18	1,45	67,79
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	2,33	90,15	1,95	90,96
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	0,76	29,17	0,63	29,43
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	1,01	39,01	0,84	39,36
PERM+ ϕ .(VAN)	0,14	5,49	0,12	5,53
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	0,19	7,29	0,16	7,36

Tabela 2.17 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,46\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ ϕ .(TB240-I)	6,70	71,58	5,59	74,99
PERM+ ϕ .(TB240-II)	7,11	75,96	5,94	79,58
PERM+ ϕ .(TB360)	8,27	88,30	6,90	92,51
PERM+ ϕ .(TB450)	10,63	113,48	8,87	118,88
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	8,28	88,39	6,91	92,59
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	11,11	118,60	9,27	124,25
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	3,59	38,37	3,00	40,29
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	4,80	51,33	4,01	53,77
PERM+ ϕ .(VAN)	0,67	7,21	0,56	7,56
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	0,89	9,59	0,75	10,05

Tabela 2.18 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,12\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ ϕ .(TB240-I)	1,51	64,22	1,23	64,82
PERM+ ϕ .(TB240-II)	1,60	68,15	1,30	68,79
PERM+ ϕ .(TB360)	1,86	79,22	1,52	79,96
PERM+ ϕ .(TB450)	2,39	101,80	1,95	102,76
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	1,86	79,29	1,52	80,04
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	2,49	106,40	2,04	107,40
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	0,81	34,43	0,66	34,75
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	1,08	46,05	0,88	46,48
PERM+ ϕ .(VAN)	0,15	6,48	0,12	6,53
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	0,20	8,61	0,16	8,69

Tabela 2.19 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=2,12\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ φ .(TB240-I)	6,70	84,63	5,51	88,47
PERM+ φ .(TB240-II)	7,12	89,82	5,85	93,89
PERM+ φ .(TB360)	8,27	104,41	6,80	109,14
PERM+ φ .(TB450)	10,63	134,17	8,74	140,25
PERM+ φ .(RT-74/20)	8,28	104,51	6,81	109,24
PERM+ φ .(RT-74/20-2P)	11,11	140,23	9,13	146,58
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC)	3,59	45,37	2,96	47,43
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	4,81	60,69	3,95	63,44
PERM+ φ .(VAN)	0,68	8,53	0,56	8,92
PERM+ φ .(VAN-2P)	0,90	11,35	0,74	11,86

Tabela 2.20 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular (Estádio 2) – $\rho_4=1,63\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ φ .(TB240-I)	1,54	76,76	1,23	77,51
PERM+ φ .(TB240-II)	1,64	81,47	1,31	82,26
PERM+ φ .(TB360)	1,90	94,70	1,52	95,62
PERM+ φ .(TB450)	2,44	121,70	1,95	122,88
PERM+ φ .(RT-74/20)	1,90	94,79	1,52	95,71
PERM+ φ .(RT-74/20-2P)	2,55	127,19	2,04	128,43
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC)	0,83	41,15	0,66	41,55
PERM+ φ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	1,11	55,05	0,88	55,58
PERM+ φ .(VAN)	0,16	7,74	0,12	7,81
PERM+ φ .(VAN-2P)	0,21	10,29	0,17	10,39

Tabela 2.21 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T (Estádio 2) – $\rho_4=1,63\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ ϕ .(TB240-I)	7,08	97,80	5,76	102,09
PERM+ ϕ .(TB240-II)	7,52	103,80	6,12	108,35
PERM+ ϕ .(TB360)	8,74	120,66	7,11	125,94
PERM+ ϕ .(TB450)	11,22	155,05	9,14	161,85
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	8,74	120,77	7,12	126,06
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	11,73	162,05	9,55	169,15
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	3,80	52,43	3,09	54,73
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	5,08	70,13	4,13	73,20
PERM+ ϕ .(VAN)	0,72	9,86	0,58	10,29
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	0,95	13,11	0,77	13,68

Tabela 2.22 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,41\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ ϕ .(TB240-I)	1,65	89,22	1,29	90,17
PERM+ ϕ .(TB240-II)	1,75	94,69	1,37	95,70
PERM+ ϕ .(TB360)	2,03	110,08	1,59	111,24
PERM+ ϕ .(TB450)	2,61	141,45	2,05	142,95
PERM+ ϕ .(RT-74/20)	2,03	110,18	1,60	111,35
PERM+ ϕ .(RT-74/20-2P)	2,73	147,84	2,14	149,41
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC)	0,89	47,83	0,69	48,34
PERM+ ϕ .(ONIB-DD-TRUC-2P)	1,18	63,98	0,93	64,66
PERM+ ϕ .(VAN)	0,17	8,99	0,13	9,09
PERM+ ϕ .(VAN-2P)	0,22	11,96	0,18	12,08

Tabela 2.23 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T – 0,6.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,41\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ φ.(TB240-I)	7,88	128,25	6,32	133,49
PERM+ φ.(TB240-II)	8,36	136,11	6,71	141,67
PERM+ φ.(TB360)	9,72	158,22	7,80	164,68
PERM+ φ.(TB450)	12,49	203,32	10,03	211,63
PERM+ φ.(RT-74/20)	9,73	158,37	7,81	164,84
PERM+ φ.(RT-74/20-2P)	13,05	212,50	10,48	221,19
PERM+ φ.(ONIB-DD-TRUC)	4,22	268,75	3,39	71,56
PERM+ φ.(ONIB-DD-TRUC-2P)	5,65	91,96	4,53	95,72
PERM+ φ.(VAN)	0,79	12,92	0,63	13,46
PERM+ φ.(VAN-2P)	1,05	17,19	0,84	17,89

Tabela 2.24 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção retangular – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,08\%$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
PERM	0,00	0,00	0,00	0,00
PERM+ φ.(TB240-I)	1,68	118,02	1,43	119,57
PERM+ φ.(TB240-II)	1,78	125,25	1,52	126,89
PERM+ φ.(TB360)	2,07	145,60	1,76	147,51
PERM+ φ.(TB450)	2,66	187,10	2,26	189,55
PERM+ φ.(RT-74/20)	2,07	145,74	1,76	147,64
PERM+ φ.(RT-74/20-2P)	2,78	195,55	2,36	198,11
PERM+ φ.(ONIB-DD-TRUC)	0,90	63,27	0,77	64,10
PERM+ φ.(ONIB-DD-TRUC-2P)	1,20	84,63	1,03	85,74
PERM+ φ.(VAN)	0,17	11,89	0,15	12,05
PERM+ φ.(VAN-2P)	0,23	15,81	0,19	16,03

Tabela 2.25 – Variação das tensões provocadas pelos veículos com impacto – seção T – 0,0.CAM1 (Estádio 2) – Redução da taxa de armadura por corrosão para $\rho=1,08\%$

As tabelas (2.26) e (2.27) apresentam um resumo das tensões máximas de compressão no concreto e das tensões médias de tração na armadura para a combinação de carregamentos {PERM + ϕ .RT74/20} em faixa simples, para seção retangular e T, com valores de E_c e $0,5.E_c$ e taxas de armaduras $\rho_3=2,68\%$ e $\rho_4=1,63\%$ com seção total (TOT), com a primeira camada 40% corroída (0,6.CAM1) e com a primeira camada totalmente corroída (0,0.CAM1).

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
TOT	4,80	174,82	4,04	176,37
0,6.CAM1	4,97	192,13	4,14	193,87
0,0.CAM1	5,31	226,76	4,35	228,90

Tabela 2.26 – Tensões para a combinação {PERM + ϕ .RT74/20} em faixa simples – seção T, $\rho_3=2,68\%$, para E_c e $0,5.E_c$

Carregamento	E_c		$0,5.E_c$	
	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)
TOT	5,43	271,09	4,35	273,72
0,6.CAM1	5,80	315,11	4,56	318,45
0,0.CAM1	5,91	416,81	5,03	422,24

Tabela 2.27 – Tensões para a combinação {PERM + ϕ .RT74/20} em faixa simples – seção T, $\rho_3=1,63\%$, para E_c e $0,5.E_c$

A corrosão da primeira camada da armadura provoca uma redistribuição de tensões, pouco significativa no caso da compressão e insuficiente para ultrapassar os limites de resistência, ainda não considerado o efeito da fadiga, no caso do aço, mesmo na situação em que a primeira camada foi considerada completamente corroída.

2.1.3.2.4 Modelo de ponte com elementos finitos sólidos.

Tensões representativas no concreto e no aço

A mesma ponte da figura 2.4 foi analisada com elementos finitos sólidos representativos do concreto e do aço, considerando as longarinas com quatro taxas de armaduras diferentes e módulo de deformação longitudinal do concreto assumindo os valores E_c , $0,75E_c$ e $0,5E_c$ nas situações (a) concreto não fissurado, (b) longarinas com uma fissura no meio do vão, (c) longarinas com cinco fissuras distribuídas ao longo do vão, (d) longarinas com a primeira camada da armadura reduzida em 40% por efeito de corrosão, na seção mais solicitada e (e) longarinas com a primeira camada totalmente corroída, na seção mais solicitada. O modelo adotado, apresentado nas figuras 2.52 a 2.58, foi o mesmo nas diversas condições, mantidas as dimensões dos elementos e as condições de apoio, e retirado o concreto ao redor das barras na região das fissuras, conforme o caso. As fissuras foram consideradas com altura de 1,50 m com base nos resultados apresentados na figura 2.5.

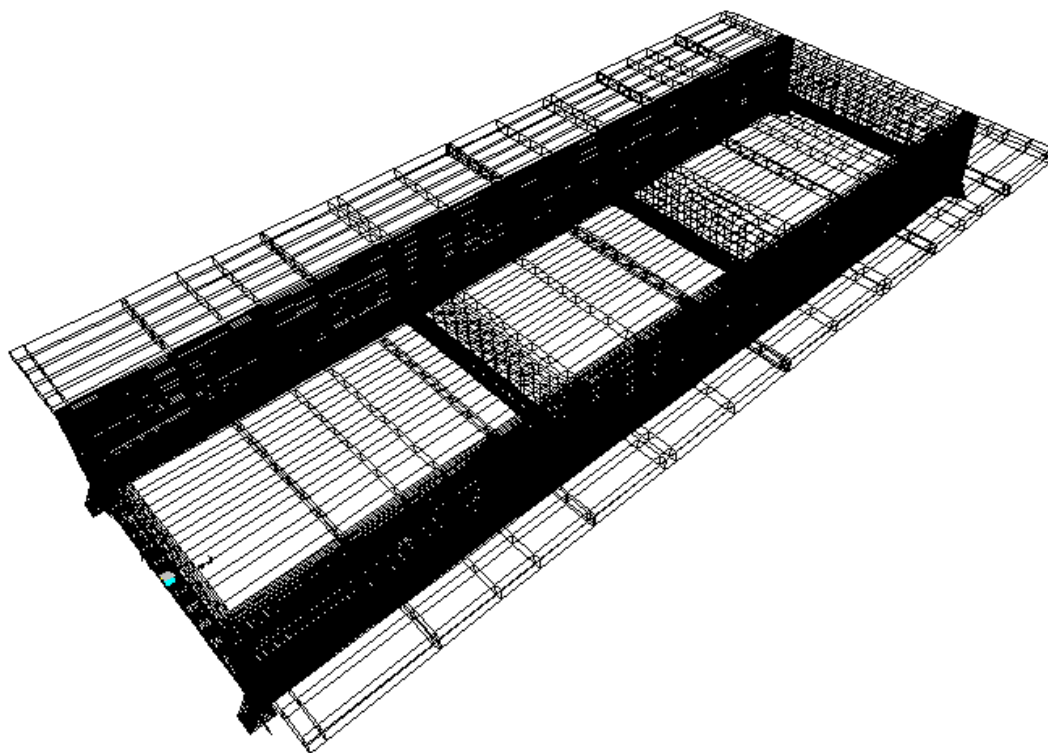


Figura 2.52 – Modelo da ponte com elementos finitos sólidos

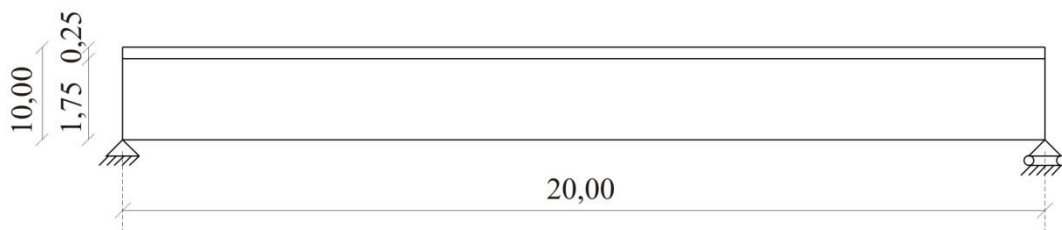


Figura 2.53 – Longarina não fissurada (NF)

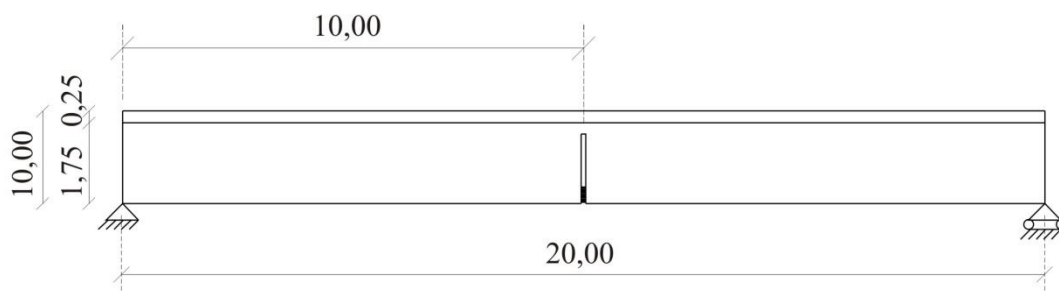


Figura 2.54 – Longarina com uma fissura de 1,50m no meio do vão (F150)

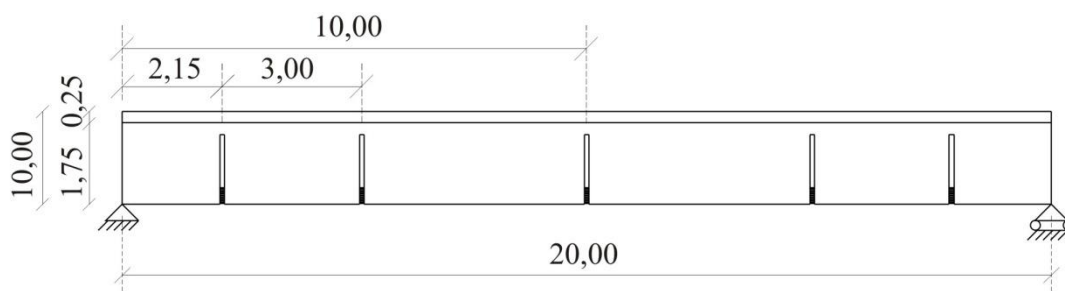


Figura 2.55 – Longarina com cinco fissuras de 1,50m (5F150)

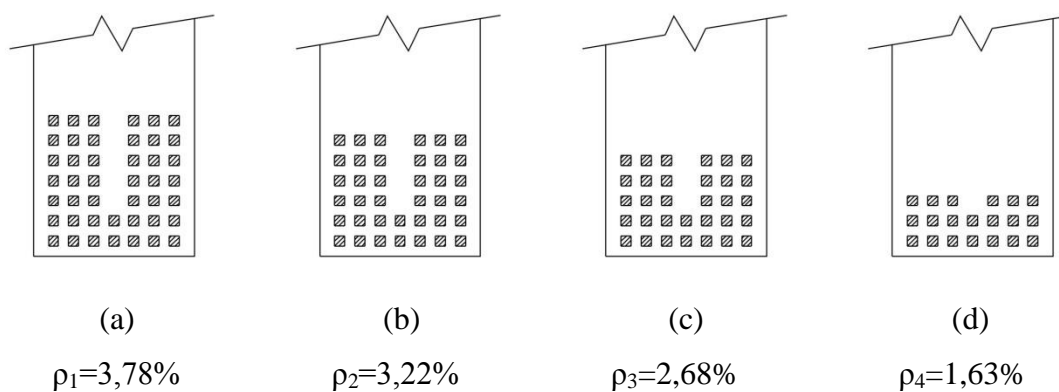


Figura 2.56 – Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada do arranjo não corroída

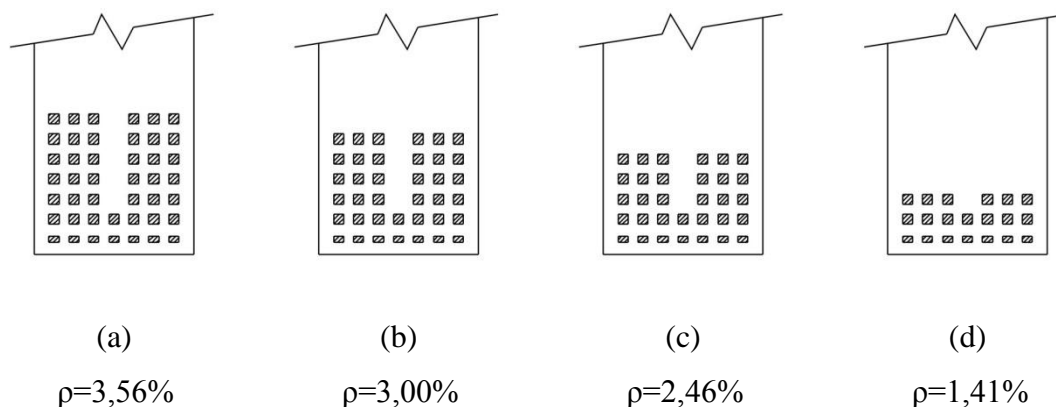


Figura 2.57 – Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada com 40% de corrosão

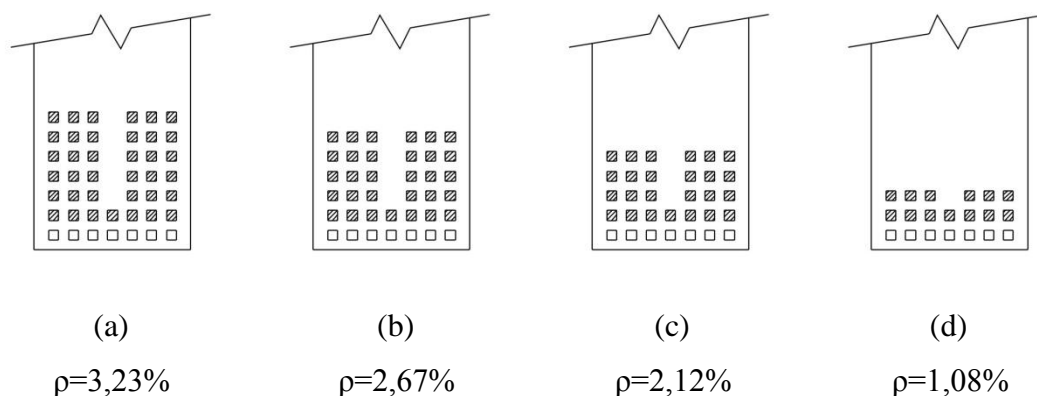


Figura 2.58 – Distribuição das barras na seção transversal das longarinas, com a primeira camada 100% corroída

2.1.3.2.5 Comparação dos resultados dos modelos com elementos finitos de barra e casca com os modelos com elementos finitos sólidos

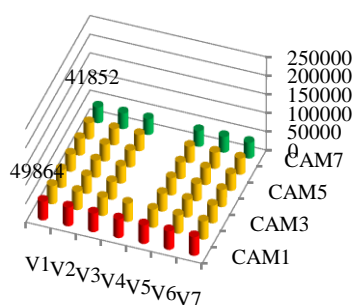
Os resultados para comparação dizem respeito ao exemplo descrito em 2.1.3.1.1.

A determinação das tensões médias no concreto (topo do tabuleiro) e na armadura nos modelos com elementos de barra e casca foi feita com as expressões apresentadas no capítulo 2, baseadas na hipótese da manutenção da seção plana na

flexão. Neste caso, a tensão máxima de compressão longitudinal no concreto é admitida constante em toda largura da aba comprimida. A distribuição das tensões de tração nas barras obedece a hipótese de manutenção da seção plana, fazendo com que as barras mais afastadas da linha neutra assumam os valores máximos das tensões de tração, tanto na seção não fissurada (Estádio 1), conforme as figuras 2.59-a a 2.61-a, quanto na seção fissurada (Estádio 2), conforme figuras 2.59-b a 2.61-b, correspondentes às situações de carregamento {PERM}, {TB450}, {PERM + TB450} e {PERM + ϕ .TB450}.

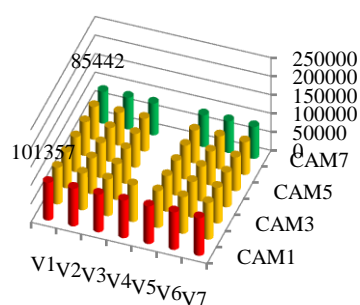
No modelo com elementos sólidos, a tensão longitudinal de compressão no topo do tabuleiro varia consideravelmente ao longo da largura da aba comprimida, no centro dos elementos de 1 a 12 indicados na figura 2.62, dependendo do tipo de carregamento aplicado, conforme indicado nas figuras 2.63 a 2.65 para as situações de carregamento {PERM}, {TB450}, {PERM + TB450} e {PERM + ϕ .TB450} no Estádio 1.

{PERM} - R01 - EC - NF
(kN/m²)
Valor médio = =46.010



(a)

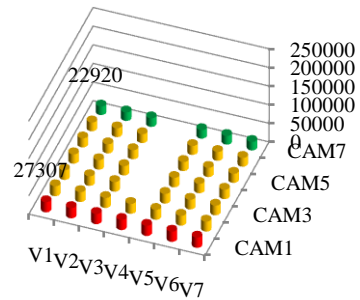
{PERM} - R01 - EC - F150
(kN/m²)
Valor médio = 93.701



(b)

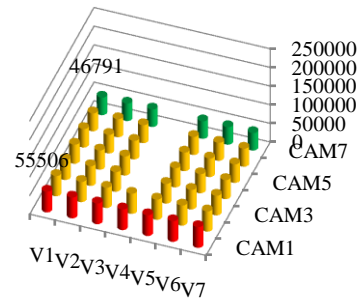
Figura 2.59 – Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e na seção fissurada (b) do modelo com elementos de barra e casca, para carregamento {PERM}

{TB450} - R01 - EC - NF
(kN/m²)
Valor médio = 25.197



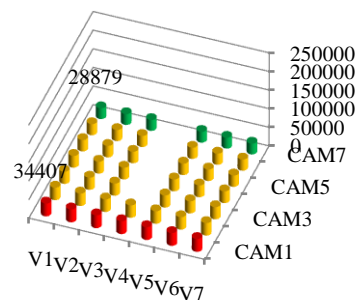
(a)

{TB450} - R01 - EC - F150
(kN/m²)
Valor médio = 51.314



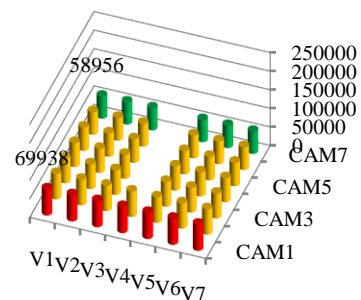
(b)

{φ.TB450} - R01 - EC - NF
(kN/m²)
Valor médio = 31.748



(c)

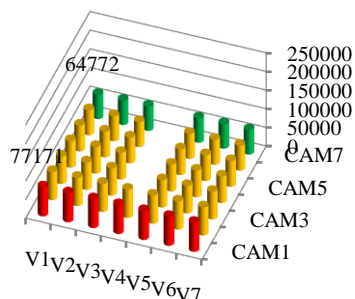
{φ.TB450} - R01 - EC - F150
(kN/m²)
Valor médio = 64.655



(d)

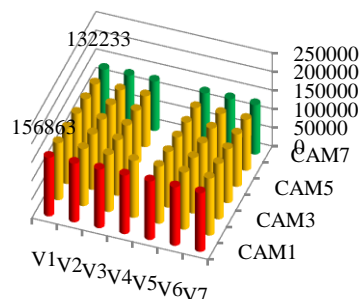
Figura 2.60 – Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e (c) e na seção fissurada (b) e (d) do modelo com elementos de barra e casca, para o {TB450} e {φ.TB450}, respectivamente

{PERM + TB450} - R01 - EC
- NF (kN/m²)
Valor médio = 71.207



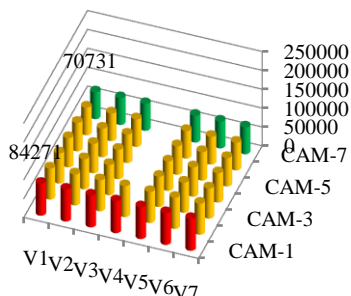
(a)

{PERM + TB450} - R01 - EC
- F150 (kN/m²)
Valor médio = 145.016



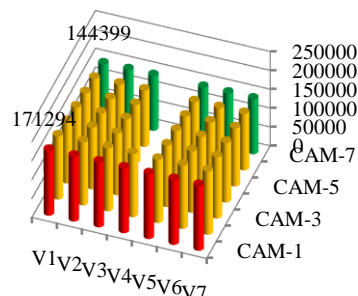
(b)

{PERM + φ.TB450} - R01 -
EC - NF (kN/m²)
Valor médio = 77.757



(c)

{PERM + φ.TB450} - R01 -
EC - F150 (kN/m²)
Valor médio = 158.356



(d)

Figura 2.61 – Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e (c) e na seção fissurada (b) e (d) do modelo com elementos de barra e casca, para carregamento {PERM + TB450} e {PERM + φ.TB450}, respectivamente

As figuras 2.66 a 2.68 apresentam os resultados, para as mesmas combinações de carregamentos, no Estádio 2. Foram acrescentados nos gráficos os valores correspondentes à tensão máxima de compressão, no topo do tabuleiro, correspondente ao modelo de barra e casca. Note-se o razoável nível de aproximação dos valores médios das tensões de compressão nos modelos de barra e casca e de elementos sólidos no topo do tabuleiro, especialmente para o carregamento {PERM}.

Os elevados valores na extremidade da aba decorrem do efeito localizado da aplicação da carga concentrada do veículo.

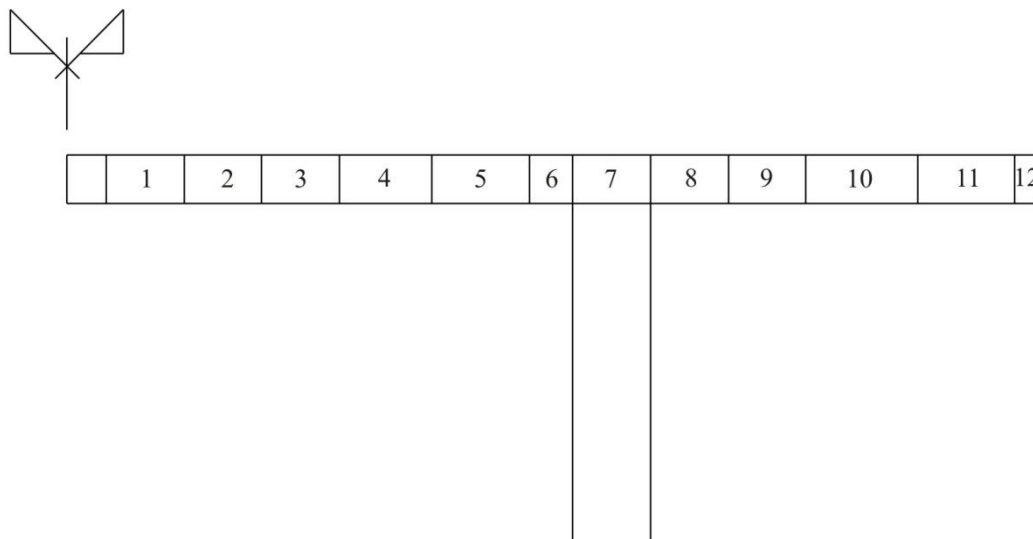


Figura 2.62 – Elementos comprimidos do tabuleiro da ponte

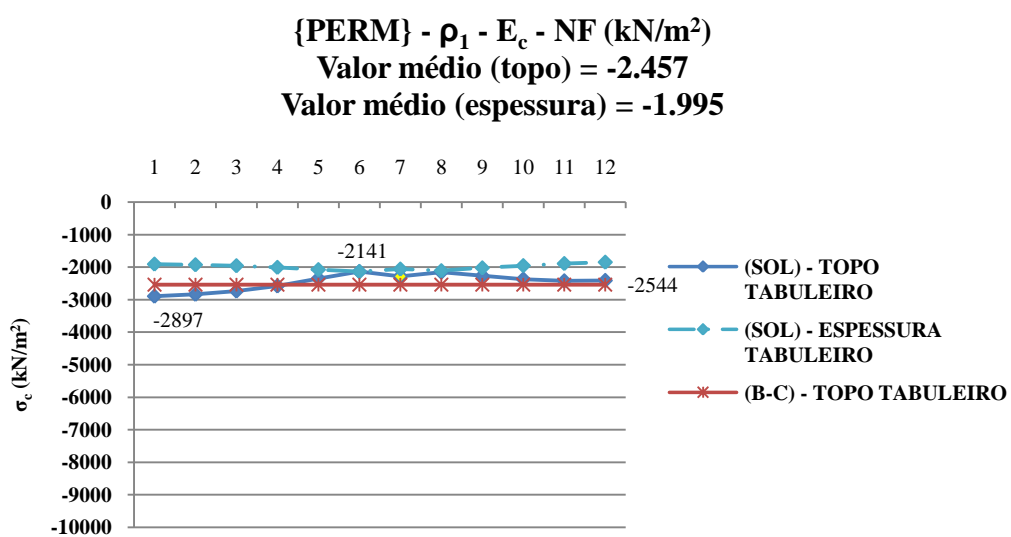
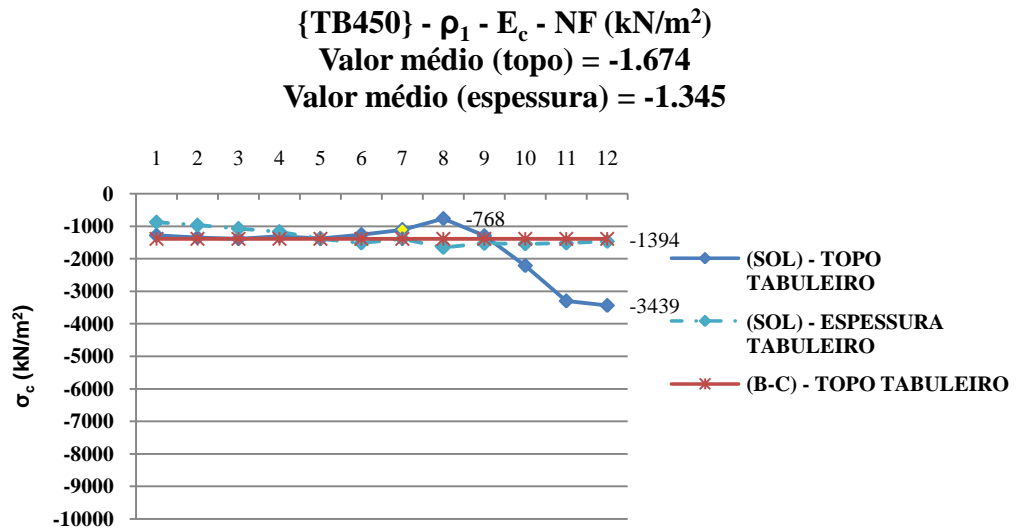
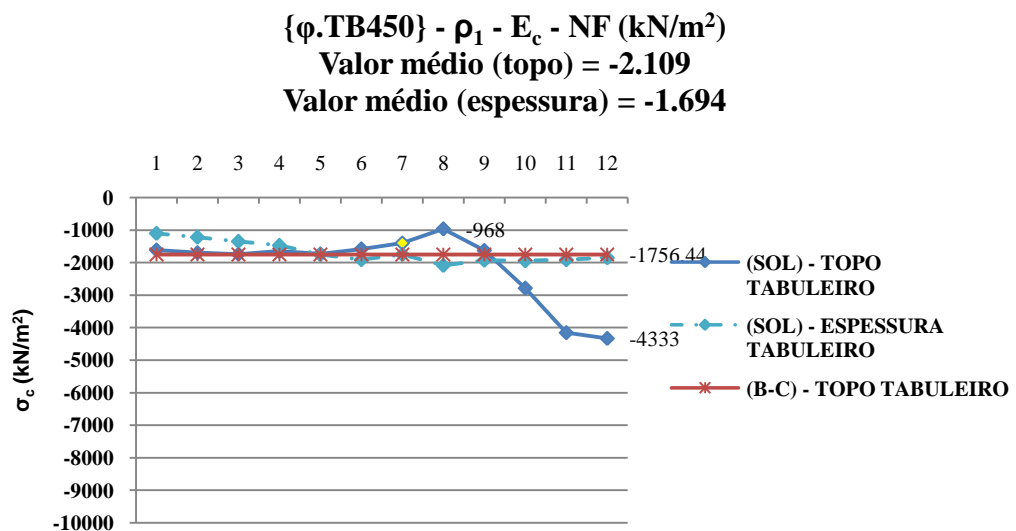


Figura 2.63 – Distribuição das tensões de compressão longitudinal – carregamento {PERM}, no Estádio 1



(a)



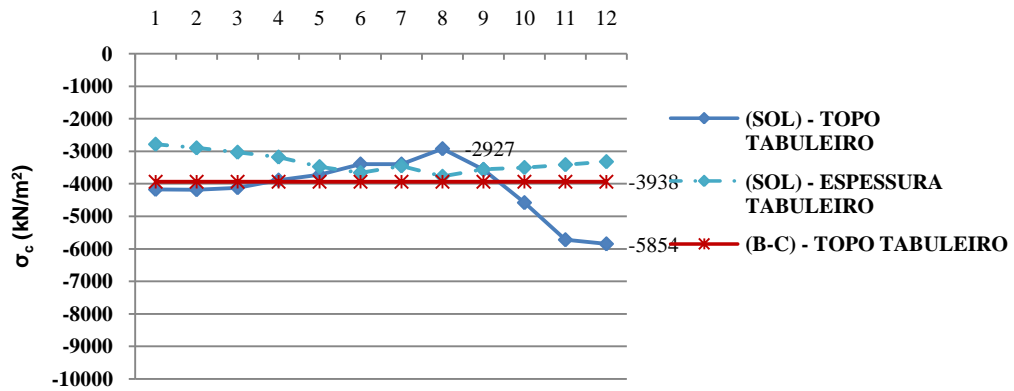
(b)

Figura 2.64 - Distribuição das tensões de compressão longitudinal – carregamento {TB450} (a) e { ϕ .TB450} (b), no Estádio 1

{PERM+TB450} - ρ_1 - E_c - NF (kN/m²)

Valor médio (topo) = - 4.131

Valor médio (espessura) = - 3.339

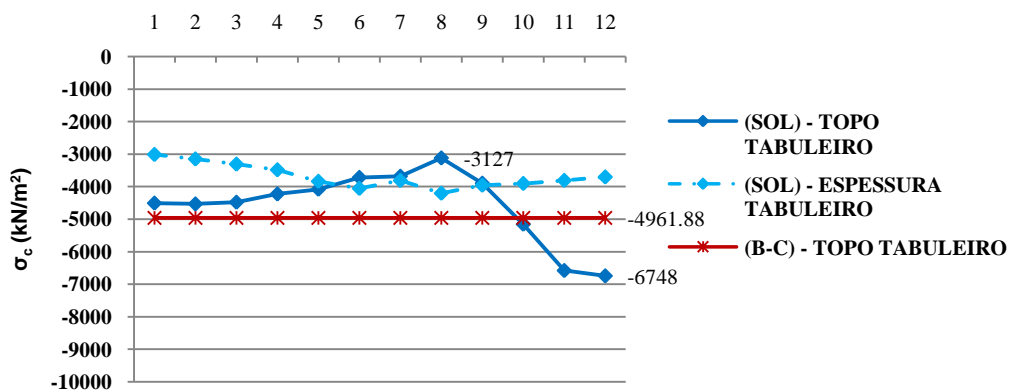


(a)

{PERM + ϕ .TB450} - ρ_1 - E_c - NF (kN/m²)

Valor médio (topo) = -4.566

Valor médio (espessura) = -3.689



(b)

Figura 2.65 - Distribuição das tensões de compressão longitudinal – carregamento {PERM + TB450} (a) e {PERM + ϕ .TB450}, no Estádio 1

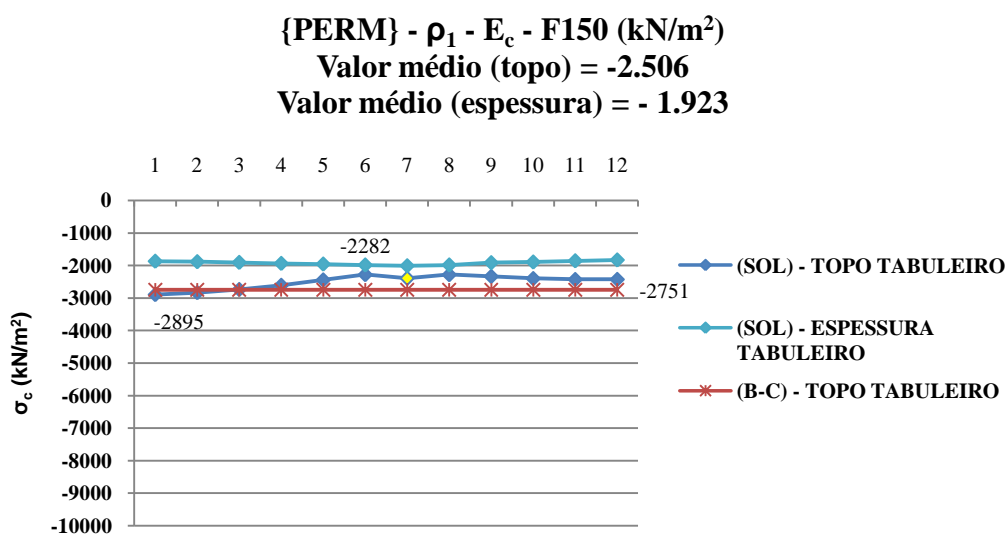


Figura 2.66 – Distribuição das tensões de compressão longitudinal – carregamento {PERM}, no Estádio 2

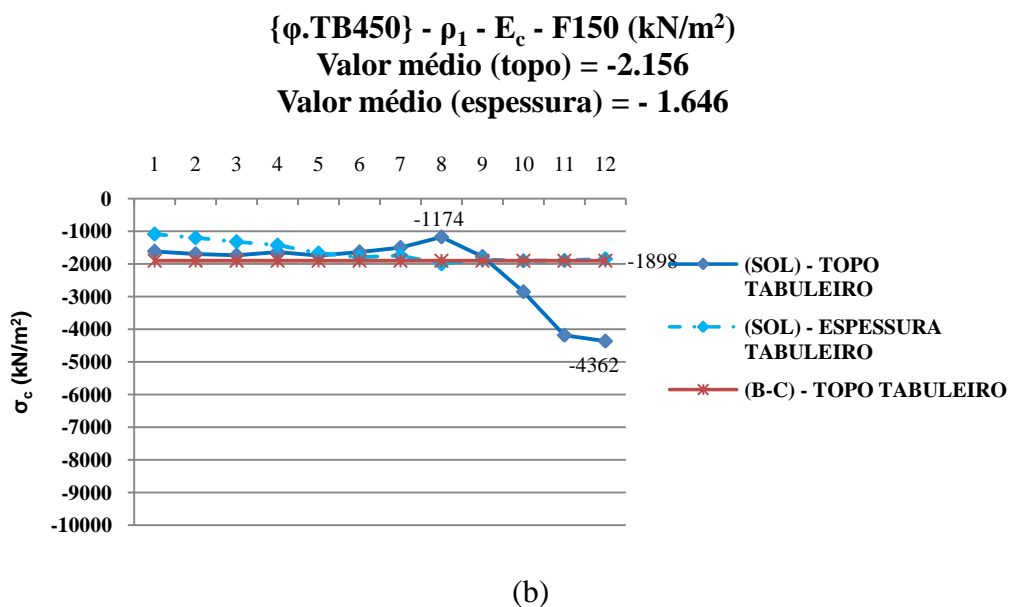
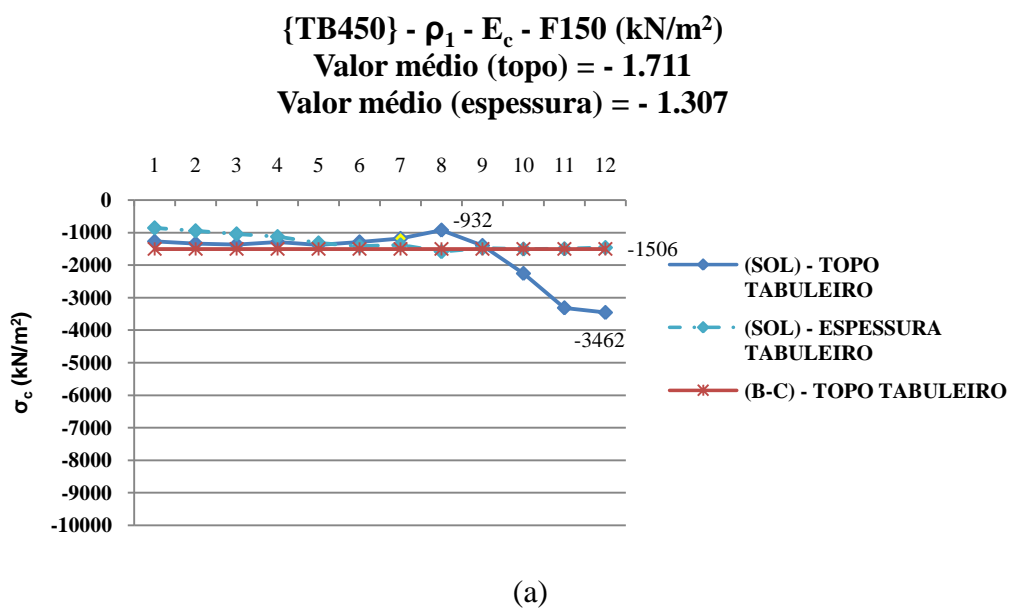
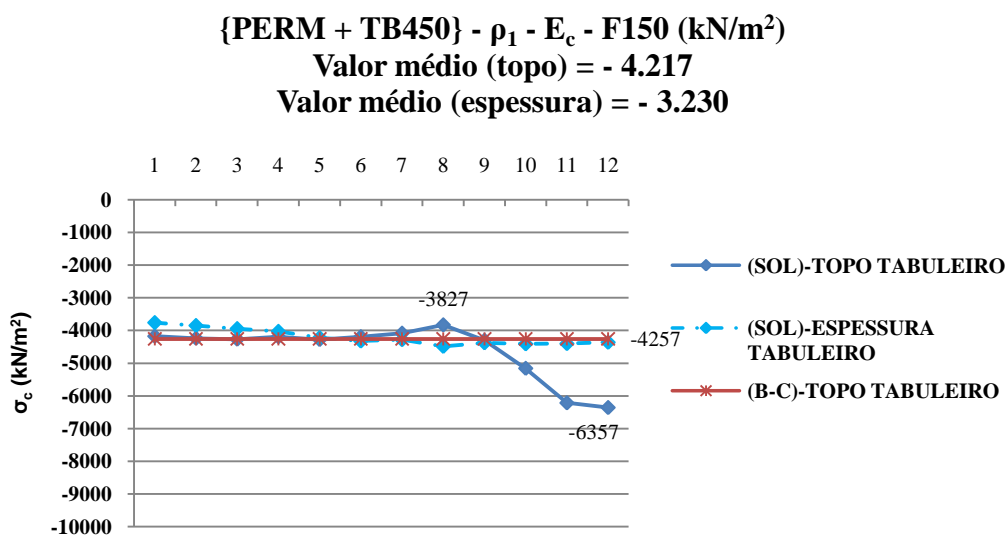
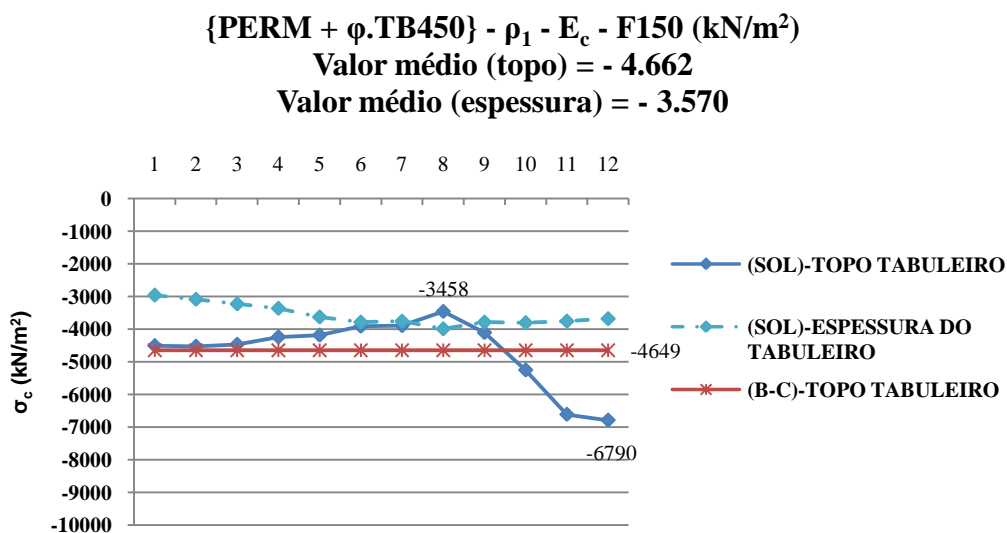


Figura 2.67 - Distribuição das tensões de compressão longitudinal – carregamento {TB450} (a) e { ϕ .TB450} (b), no Estádio 2



(a)



(b)

Figura 2.68 - Distribuição das tensões de compressão longitudinal – carregamento {PERM + TB450} (a) e {PERM + ϕ .TB450} (b), 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, e que na situação mais desfavorável de carregamento, correspondente à combinação

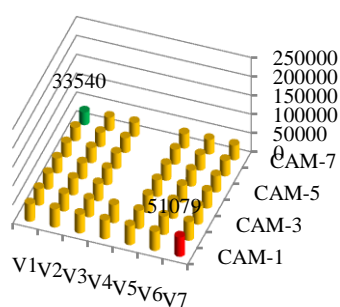
{PERM + ϕ .TB450}, o valor máximo da tensão longitudinal de compressão no topo do tabuleiro é de 6.790 kN/m², ou 6,79 MPa. Portanto, a tensão de compressão longitudinal máxima varia entre 2,90 MPa e 6,79 MPa, com a seção considerada fissurada ou não-fissurada.

Considerando o concreto com $f_{ck} = 18,0$ MPa e desvio padrão de 2,0 MPa, típico das pontes mais antigas, a resistência média à compressão do concreto é de 21,3 MPa, o que significa que as tensões de compressão no concreto variam entre 13,6% e 31,9% da resistência à compressão média do concreto.

Considerando o valor médio no topo do tabuleiro esses percentuais passam a ser de 11,5% e de 21,9%, respectivamente.

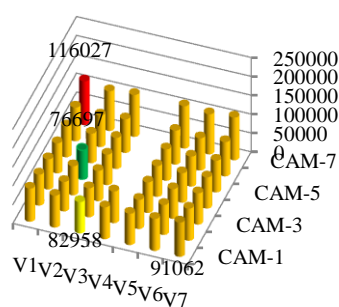
No modelo com elementos sólidos, as tensões de tração são fornecidas para cada barra, o que facilita na determinação dos valores médios, máximos e mínimos, conforme apresentado nas figuras 2.69-a a 2.71-a, para a seção não fissurada, e nas figuras 2.69-b a 2.71-b para a seção fissurada, correspondentes aos mesmos carregamentos.

{PERM} - R01 - EC - NF
(kN/m²)
Valor médio = 43.130



(a)

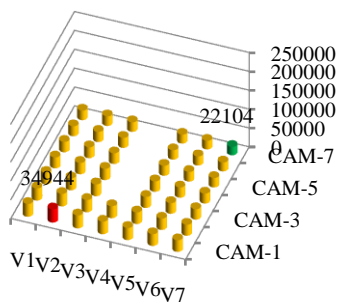
{PERM} - R01 - EC - F150
(kN/m²)
Valor médio = 86.380



(b)

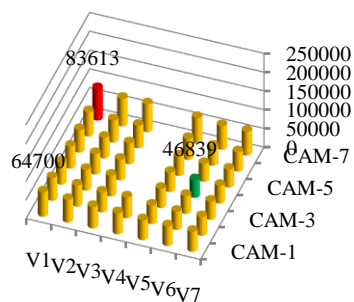
Figura 2.69 – Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e na seção fissurada (b) para o modelo com elementos sólidos, para carregamento {PERM}

{TB450} - R01 - EC - NF
(kN/m²)
Valor médio = 28.622



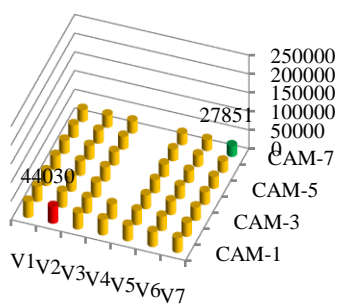
(a)

{TB450}-R01- EC - F150
(kN/m²)
Valor médio = 56.318



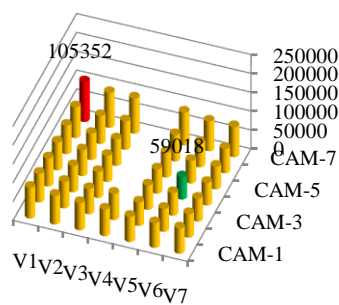
(b)

{φ.TB450} - R01 - EC - NF
(kN/m²)
Valor médio = 36.063



(c)

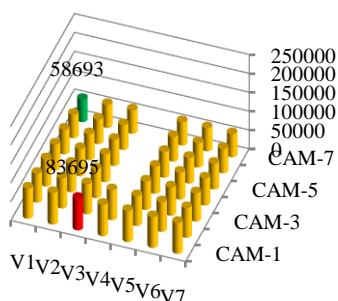
{φ.TB450} - R01 - EC - F150
(kN/m²)
Valor médio = 70.961



(d)

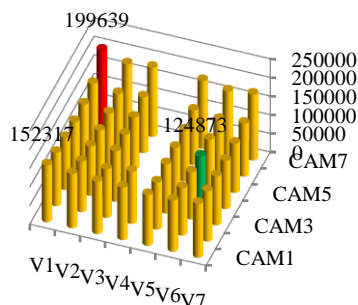
Figura 2.70 – Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e (c) e na seção fissurada (b) e (d) do modelo com elementos sólidos, para o {TB450} e {φ.TB450}, respectivamente

**{PERM+TB450} - R01 - EC -
NF (kN/m²)
Valor médio = 71.751**



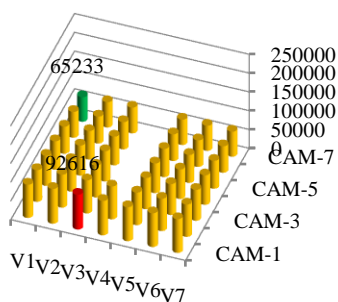
(a)

**{PERM+TB450}-R01-EC-
F150 (kN/m²)
Valor médio = 147.236**



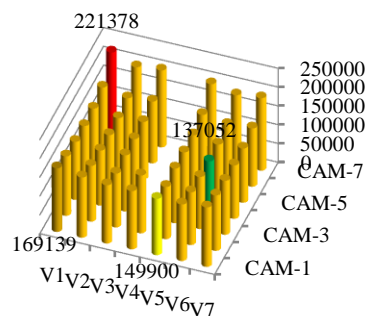
(b)

**{PERM + φ.TB450} - R01 -
EC - NF (kN/m²)
Valor médio = 79.193**



(c)

**{PERM + φ.TB450} - R01 -
EC - F150 (kN/m²)
Valor médio = 157.341**



(d)

Figura 2.71 – Distribuição das tensões nas barras na seção não fissurada (a) e (c) e na seção fissurada (b) e (d) para o modelo com elementos sólidos, para carregamento {PERM + TB450} e {PERM + φ.TB450}, respectivamente

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 pertencia à camada mais distante da linha neutra, passe a ser uma barra situada na camada mais próxima dela.

A ocorrência de outras fissuras, como na figura 2.55, praticamente não altera o quadro de tensões descrito na seção mais solicitada.

As figuras 2.72 e 2.73 apresentam os valores das tensões médias na armadura obtidos com os modelos (B-C) e (SOL) no Estádio 1 e no Estádio 2, para os

carregamentos {PERM} e {PERM + ϕ .TB450}. Enquanto os resultados do carregamento {PERM} podem ser considerados equivalentes em termos de tendências e de valores, os resultados do carregamento {PERM + ϕ .TB450} apresentam mesma tendência mas pequena diferença a maior (inferior a 10%) para o modelo (SOL).

As figuras 2.74 e 2.75 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 2.49;
- módulo de deformação longitudinal do concreto igual a E_c e $0,5E_c$;
- seção no Estádio 1 e no Estádio 2;
- modelos com elementos de barra e casca (B-C) e modelos com elementos sólidos (SOL).

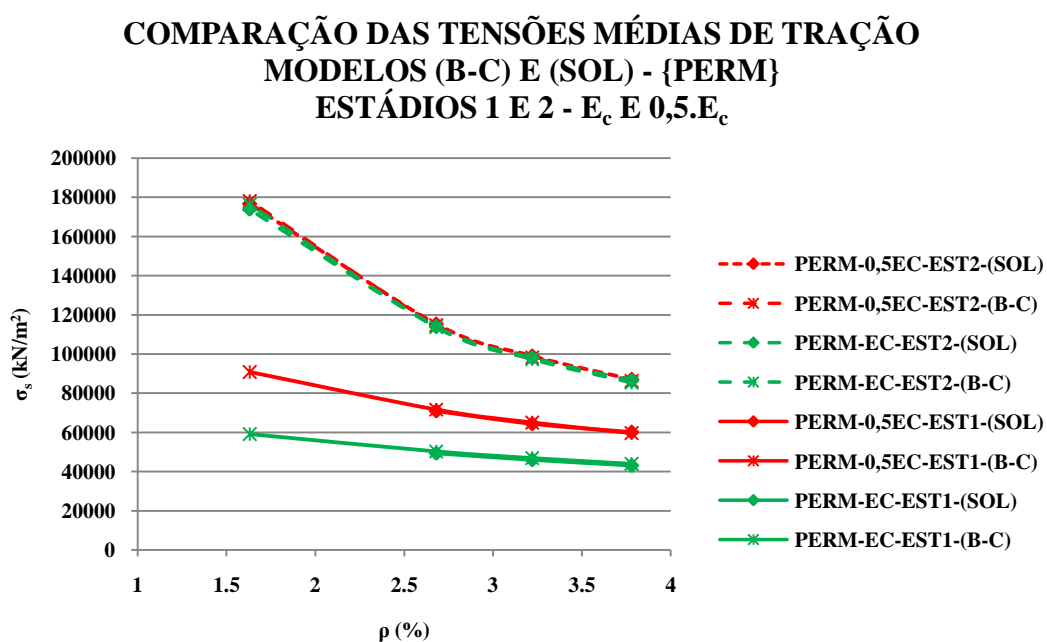


Figura 2.72 – Comparação das tensões médias de tração nos modelos (B-C) e (SOL) para o carregamento {PERM}

**COMPARAÇÃO DAS TENSÕES MÉDIAS DE TRAÇÃO
MODELOS (B-C) E (SOL) - {PERM + ϕ .TB450}
ESTÁDIOS 1 E 2 - E_c E $0,5.E_c$**

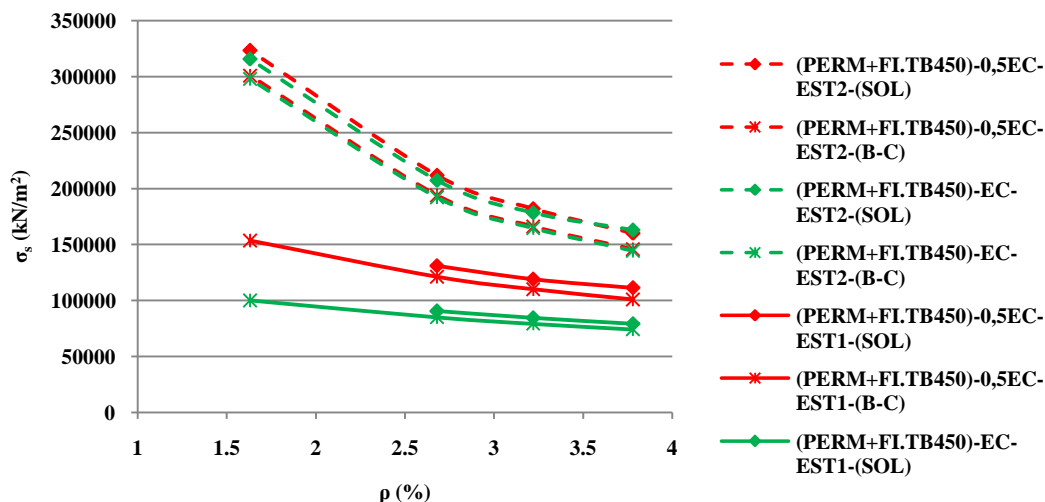


Figura 2.73 – Comparação das tensões médias de tração nos modelos (B-C) e (SOL) para o carregamento {PERM + TB450}

Nessas figuras as linhas em verde dizem respeito aos casos do Estádio 1, como se o concreto tracionado continuasse resistindo, e as linhas em vermelho aos casos do Estádio 2. 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.

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 5,89 MPa e 6,03 MPa, para um mesmo valor de módulo de deformação do concreto. 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 valores máximos das tensões.

Da mesma forma, as figuras 2.76 e 2.77 apresentam as tensões de tração mínima, média e máxima nas barras da armadura, para as mesmas condições. Ressaltem-se as elevadas variações das tensões nas barras da armadura para os modelos (SOL) comparadas com as variações obtidas com os modelos (B-C). Considerando a taxa de armadura $\rho_3=2,68\%$ e o carregamento {PERM + TB450}, a tensão máxima na armadura obtida com o modelo (SOL) chega a ser 44% superior à tensão média obtida com o modelo (B-C), enquanto a relação entre a tensão máxima

obtida com o próprio modelo (B-C) é de apenas 5,2%. Nestes casos, como é compreensível, um acréscimo na taxa de armadura reduz a tensão máxima de tração na armadura, favorável na verificação de fadiga.

As figuras 2.78 a 2.81 diferem das figuras 2.74 a 2.77 por considerarem o efeito do coeficiente de impacto $\varphi=1,26$ na determinação das intensidades das tensões de compressão no concreto e de tração na armadura, sendo apresentados apenas os resultados referentes ao Estádio 2.

Considerando o carregamento $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$, a taxa de armadura $\rho_3=2,68\%$ e o módulo de deformação E_c , com a consideração do coeficiente de impacto, o acréscimo no valor da tensão máxima de compressão no topo do tabuleiro, é de 15,2% enquanto na armadura é de 10,8%.

As figuras 2.82 e 2.83 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 $\{\text{PERM}\}$, $\{\text{PERM} + \varphi.TB360\}$ e $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$.

Considerando o caso de carregamento $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$, a tensão máxima de compressão varia de 6,41 MPa com a armadura não-corroída a 6,98 MPa com a primeira camada totalmente corroída, para módulos de deformação E_c e $0,5.E_c$, o que indica pouca influência da corrosão da armadura e do módulo de deformação do concreto na intensidade dessas tensões.

As figuras 2.84 e 2.85 mostram as variações das tensões de tração mínima, média e máxima nas barras da armadura, obtidas com os modelos (B-C) e (SOL), 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 $\{\text{PERM}\}$, $\{\text{PERM} + \varphi.TB360\}$ e $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$.

Considerando o caso de carregamento $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$ 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. Neste caso, a

tensão máxima nas barras supera o valor do f_{yk} correspondente, mesmo considerando a armadura íntegra.

As figuras 2.86 e 2.87 apresentam as variações das tensões de compressão no concreto e as figuras 2.88 e 2.89 apresentam as variações das tensões de tração na armadura provocadas pelos veículos reais, obtidas com o modelo (B-C) considerando o impacto, em função da taxa geométrica de armadura ρ , para os valores de E_c e $0,5.E_c$, respectivamente.

Considerando o carregamento {PERM + ϕ .RT-7420}, módulo de deformação E_c e uma taxa de armadura $\rho_3=2,68\%$, as tensões de compressão no concreto e de tração na armadura correspondem a 91% do obtido com o carregamento {PERM + ϕ .TB450} e a 100% do obtido com o carregamento {PERM + ϕ .TB360}, nas mesmas condições.

As figuras 2.90 e 2.91 apresentam as variações das tensões de compressão no concreto e de tração na armadura, respectivamente, provocadas pelos veículos reais, obtidas com o modelo (B-C) considerando o impacto, para uma taxa de armadura $\rho_3=2,68\%$ variável com a corrosão, para os valores de E_c e $0,5.E_c$.

Considerando o carregamento {PERM + ϕ .RT-7420}, módulo de deformação E_c e uma taxa de armadura $\rho_3=2,68\%$, a corrosão total da primeira camada, que corresponde a uma redução de 20,9% na taxa de armadura, provoca um aumento de 10,7% na tensão de compressão no concreto e de 29,8% na tensão de tração na armadura.

As figuras 2.92 e 2.93 apresentam as variações das tensões na armadura com a taxa de armadura ρ e com o nível de corrosão da primeira camada, obtidas com o modelo (B-C), no Estádio 2, provocadas pelos veículos reais, com impacto, para os módulos de deformação E_c e $0,5.E_c$, respectivamente, e possibilita uma comparação com os valores $0,8.f_y$ correspondentes aos tipos de aço para os quais as armaduras foram calculadas. Para $\rho_3=2,68\%$, somente com a corrosão total da primeira camada é que a tensão provocada pelo carregamento {PERM + ϕ .RT-7420} ultrapassa o valor correspondente a $0,8.f_y$ -CA25. Para $\rho_4=1,63\%$, mesmo com a corrosão total da primeira camada, a tensão provocada pelo carregamento {PERM + ϕ .RT-7420} não ultrapassa o valor correspondente a $0,8.f_y$ -CA50.

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

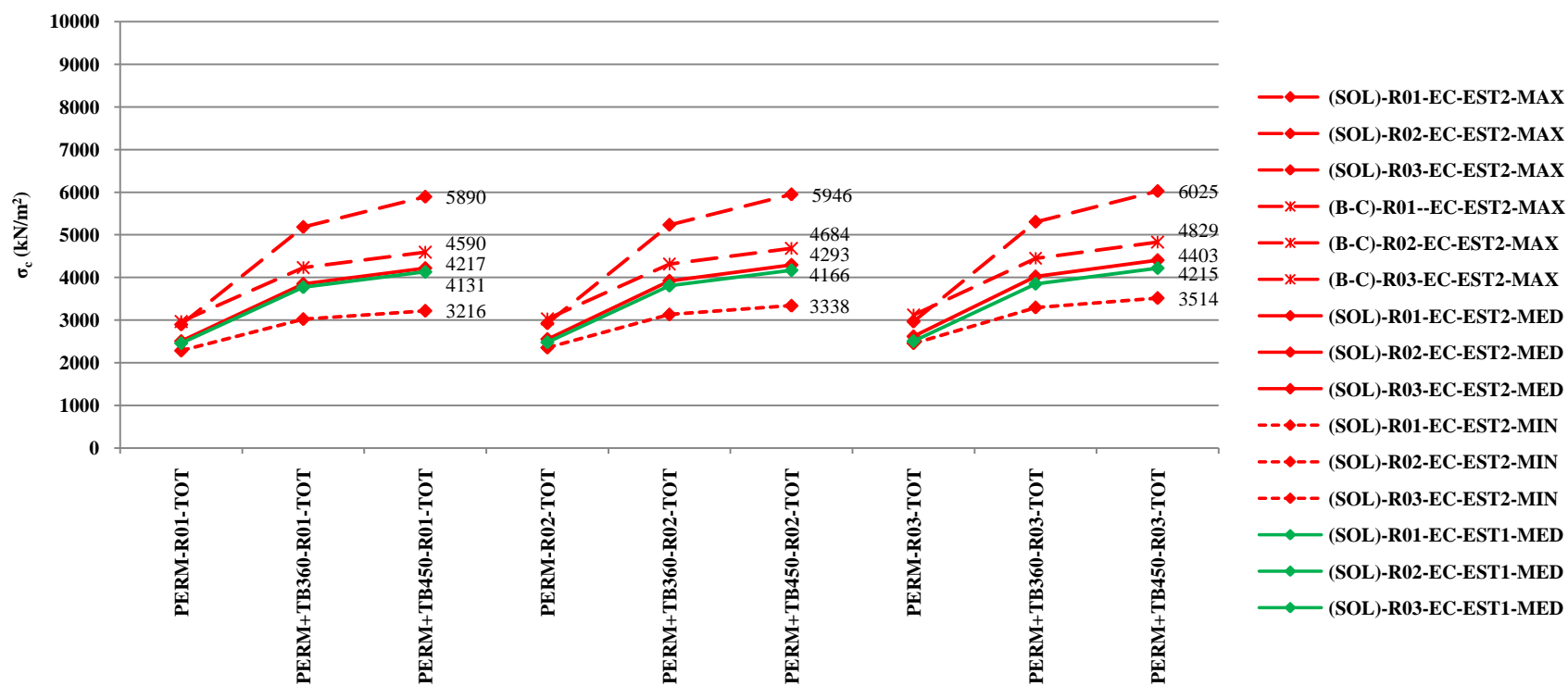


Figura 2.74 – Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação E_c , sem impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + TB360} e {PERM + TB450}

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

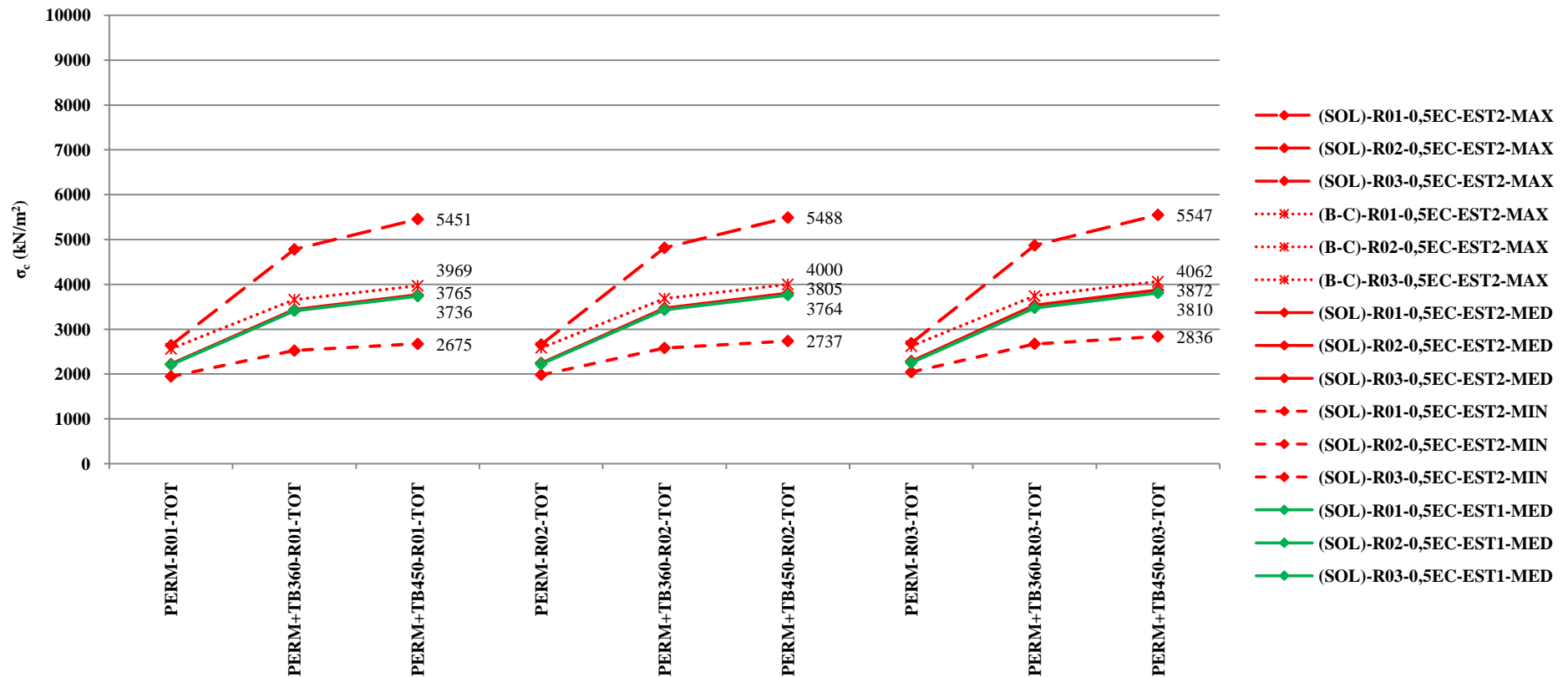


Figura 2.75 – Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, sem impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + TB360} e {PERM + TB450}

VARIAÇÃO DAS TENSÕES MÍN, MÉD E MÁX NAS BARRAS DA ARMADURA NÃO-CORROÍDA COM
A TAXA DE ARMADURA ρ - ESTÁDIOS 1 E 2 - $\phi=1,0$ - MODELOS (B-C) E (SOL) - E_c - (kN/m²)

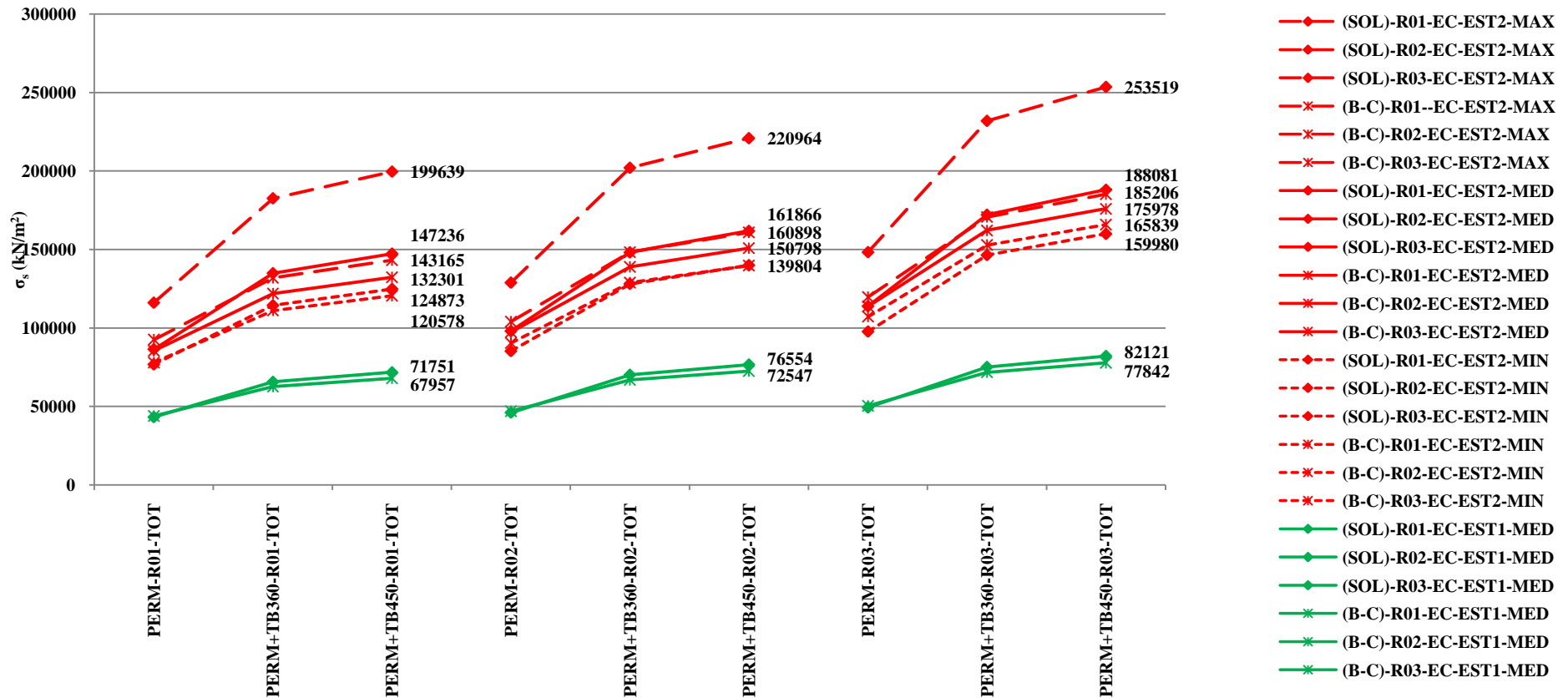


Figura 2.76 – Variação das tensões mínima, média e máxima nas barras da armadura não-corroída com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação E_c , sem impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + TB360} e {PERM + TB450}

VARIAÇÃO DAS TENSÕES MÍN, MÉD E MÁX NAS BARRAS DA ARMADURA NÃO-CORROÍDA COM A TAXA DE ARMADURA ρ ESTÁDIOS 1 E 2 - $\phi=1,0$ - MODELOS (B-C) E (SOL) - $0,5.E_c$ - (kN/m²)

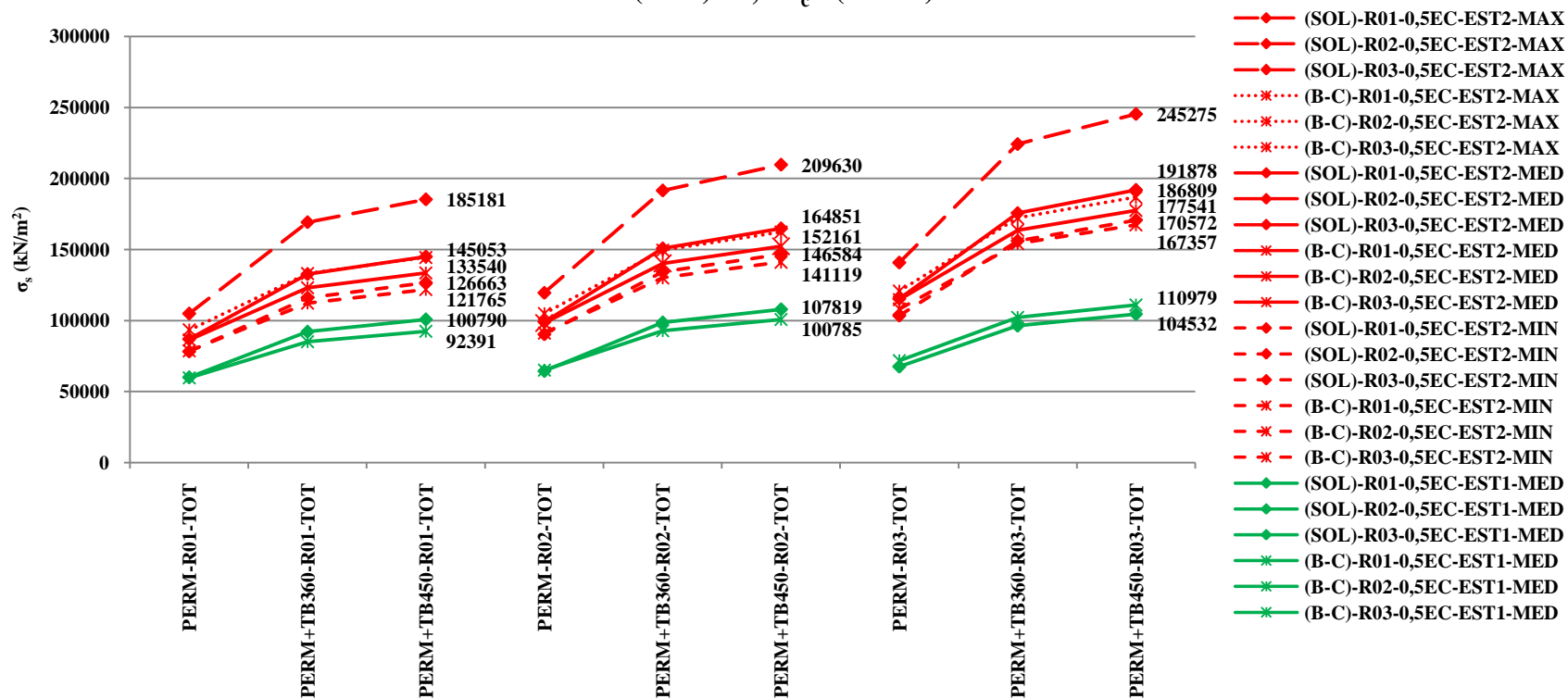


Figura 2.77 – Variação das tensões mínima, média e máxima na armadura não-corroída com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, sem impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + TB360} e {PERM + TB450}

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

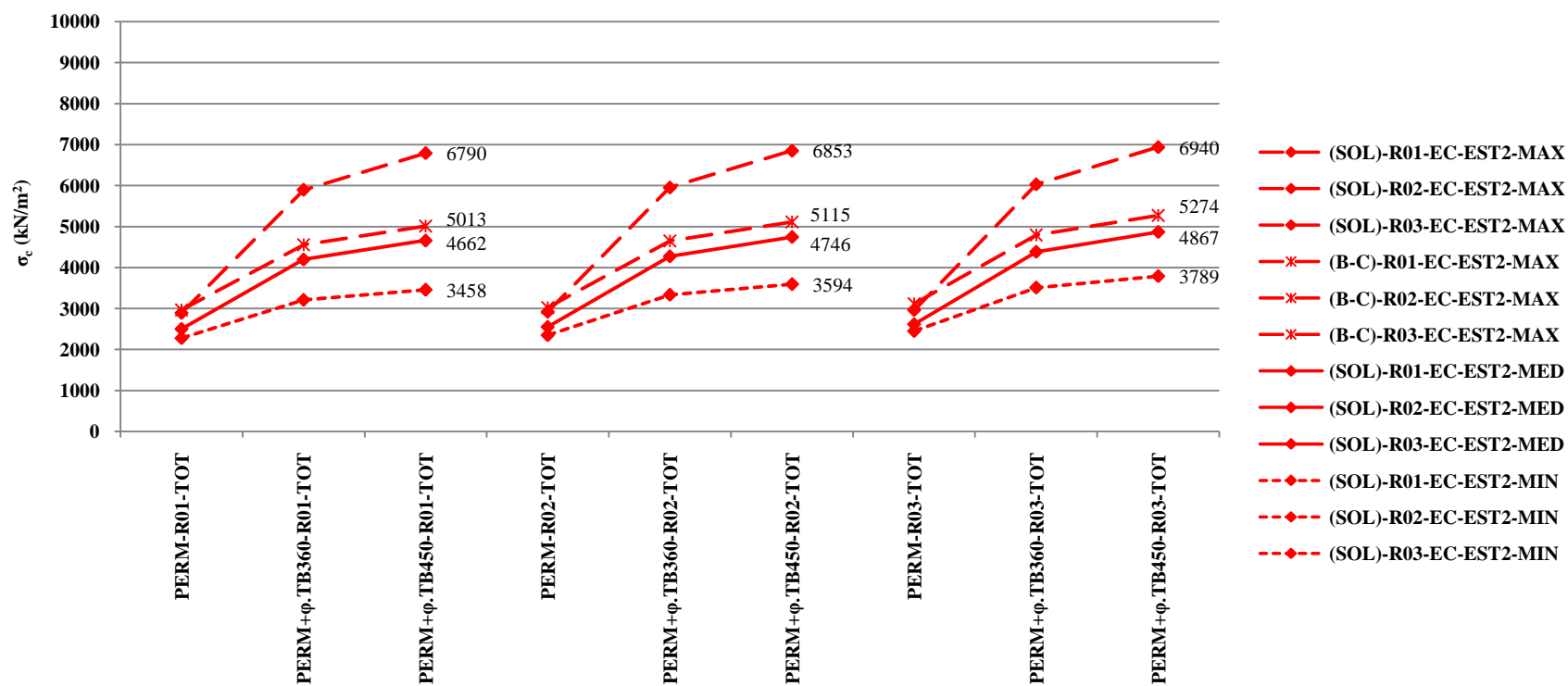


Figura 2.78 – Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}

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



Figura 2.79 – Variação das tensões 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 MÍN, MÉD E MÁX NAS BARRAS DA ARMADURA NÃO-CORROÍDA COM A TAXA DE ARMADURA ρ - ESTÁDIO 2 - $\phi=1,26$ - MODELOS (B-C) E (SOL) - E_c (kN/m²)

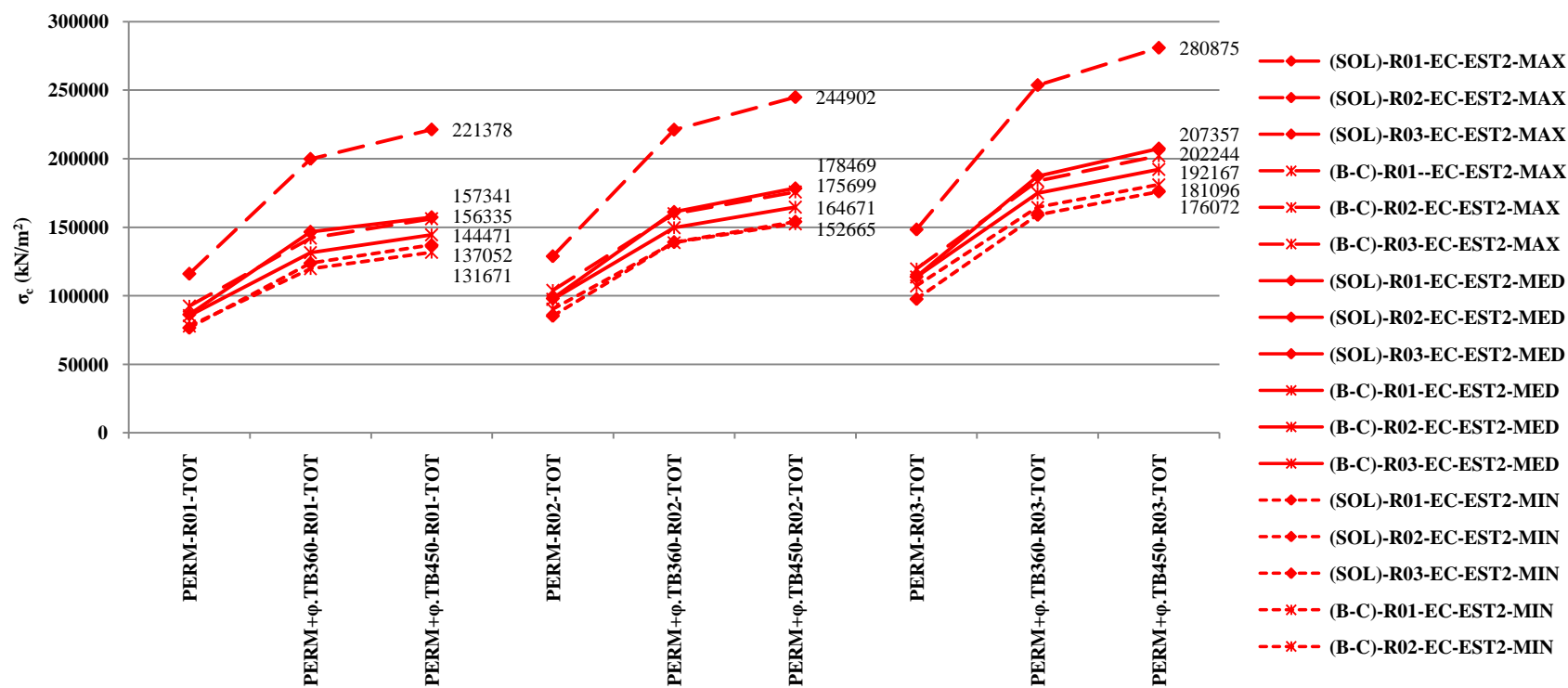


Figura 2.80 – Variação das tensões mínima, média e máxima nas barras da armadura não-corroída com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}

VARIAÇÃO DAS TENSÕES MÍN, MÉD E MÁX NAS BARRAS DA ARMADURA NÃO-CORROÍDA COM A TAXA DE ARMADURA ρ - ESTÁDIO 2 - $\phi=1,26$ - MODELOS (B-C) E (SOL) - $0,5.E_c$ (kN/m²)

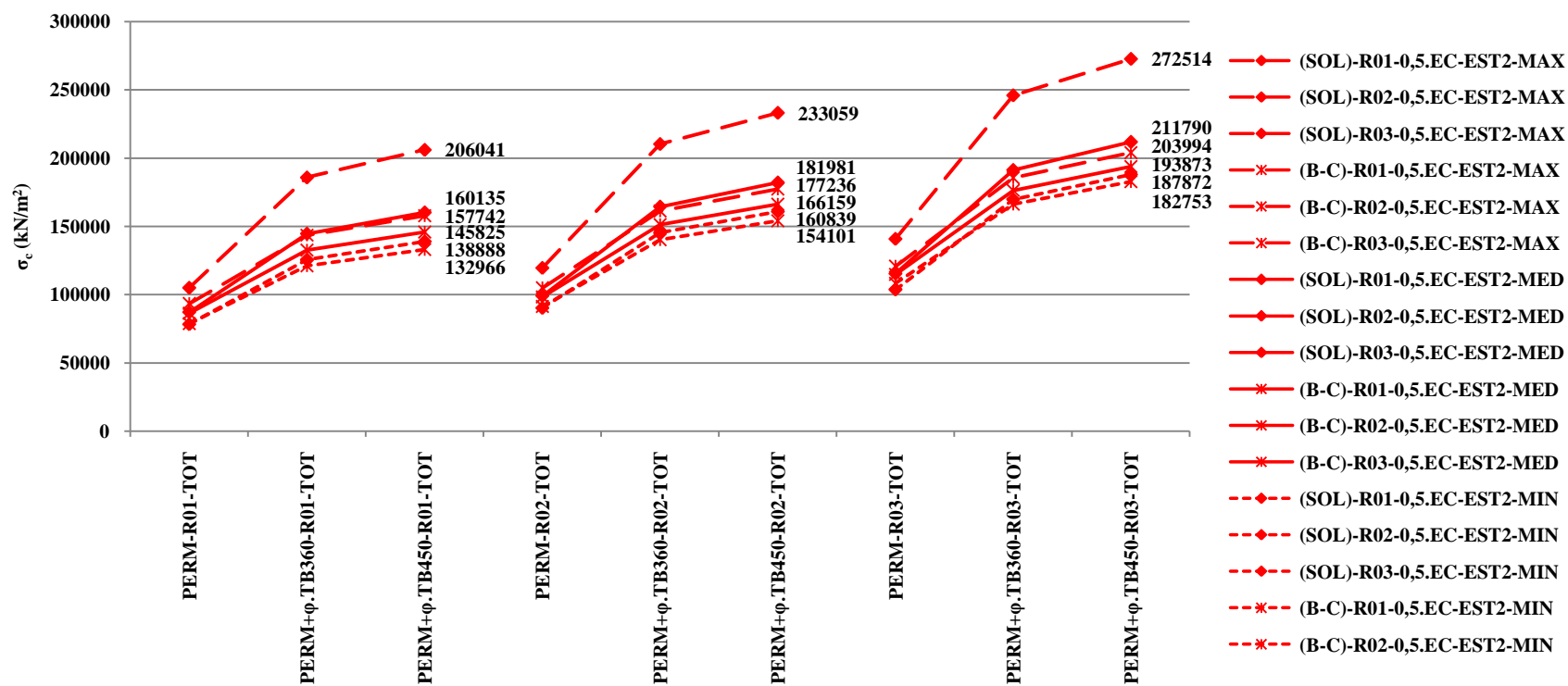


Figura 2.81 – Variação das tensões mínima, média e máxima na armadura com ρ , para os modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}

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

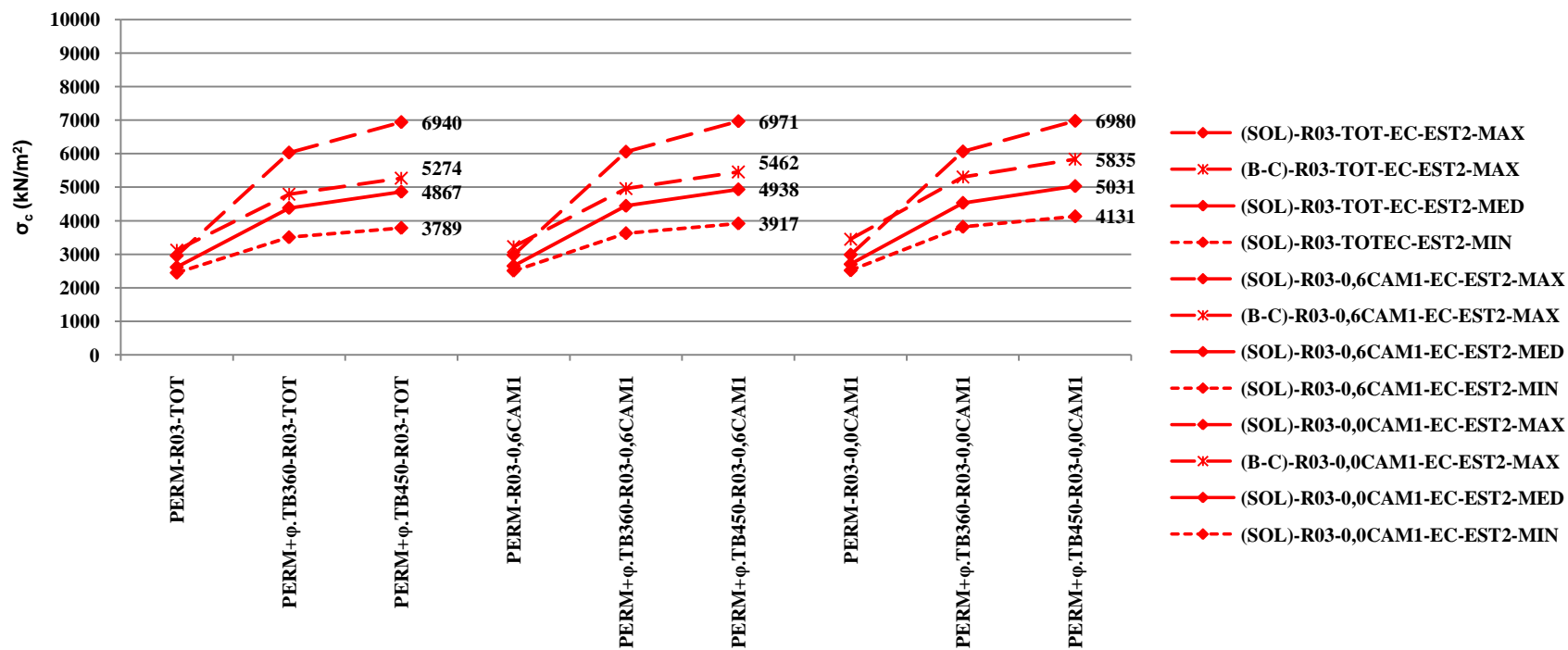


Figura 2.82 – Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + φ .TB360} e {PERM + φ .TB450}

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)

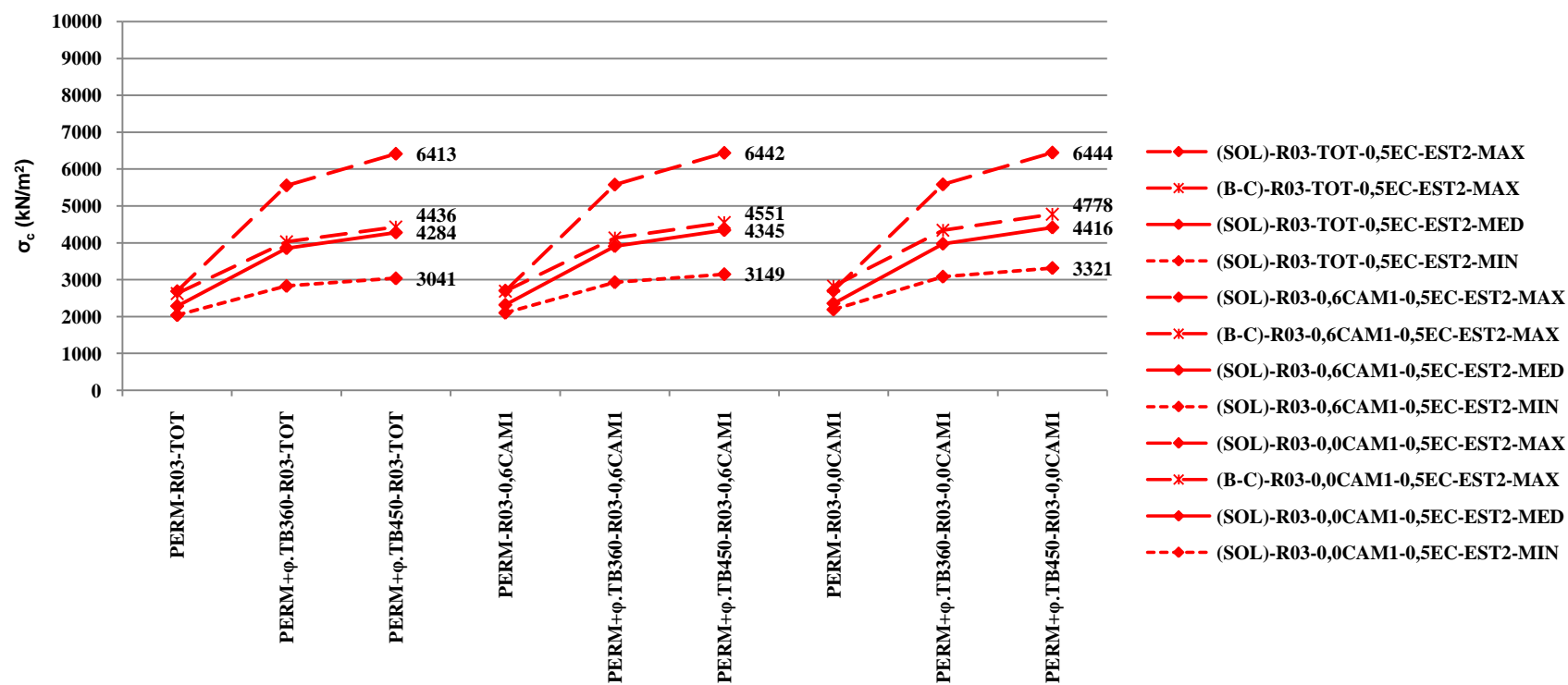


Figura 2.83 – Variação das tensões de compressão mínima, média e máxima no topo do tabuleiro com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}

**VARIAÇÃO DAS TENSÕES MÍN, MÉD E MÁX NAS BARRAS COM A CORROSÃO
ESTÁDIO 2 - $\rho_3=2,68\%$ - $\phi=1,26$ - MODELOS (B-C) E (SOL) - E_c - (kN/m²)**

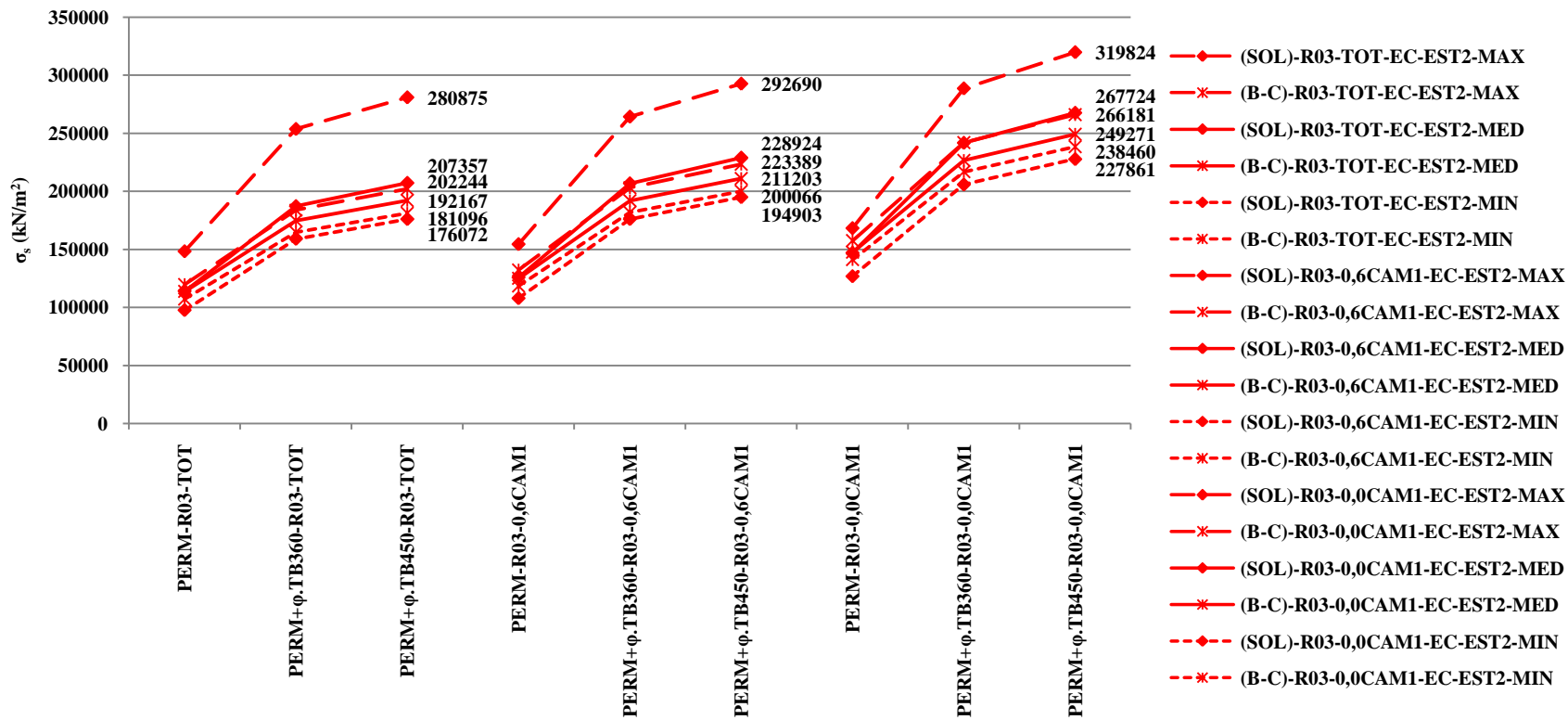


Figura 2.84 – Variação das tensões mínima, média e máxima nas barras com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}

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

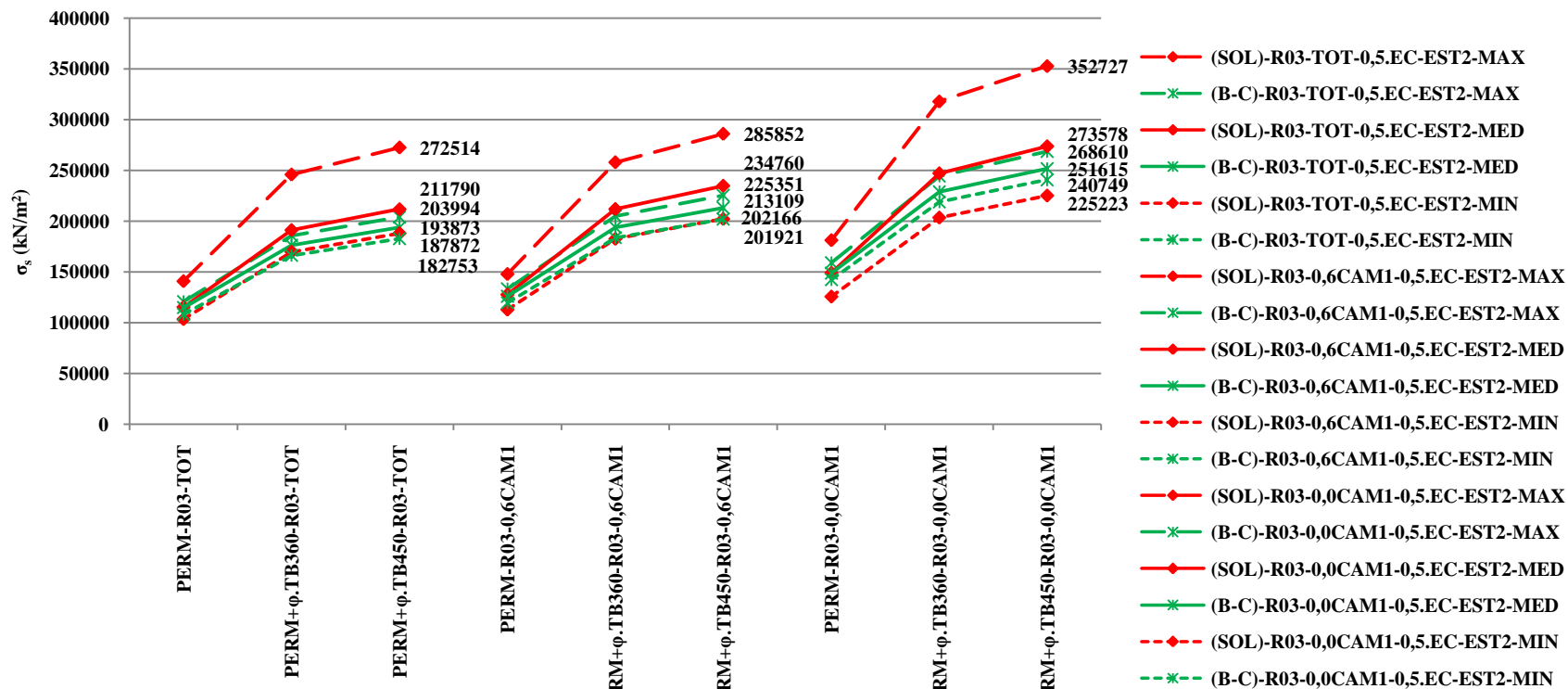


Figura 2.85 – Variação das tensões mínima, média e máxima nas barras com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), modelos (B-C) e (SOL), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por {PERM}, {PERM + ϕ .TB360} e {PERM + ϕ .TB450}

**VARIAÇÃO DAS TENSÕES DE COMPRESSÃO MÉDIAS NO TOPO DO TABULEIRO COM A
TAXA DE ARMADURA ρ -
ESTÁDIOS 1 E 2 - $\phi=1,26$ - MODELO (B-C) - E_c - (kN/m²)**



Figura 2.86 – Variação das tensões de compressão médias no topo do tabuleiro com ρ , para o modelo (B-C), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por veículos reais

**VARIAÇÃO DAS TENSÕES DE COMPRESSÃO MÉDIAS NO TOPO DO TABULEIRO COM A
TAXA DE ARMADURA ρ - ESTÁDIOS 1 E 2 - $\phi=1,26$ - MODELO (B - C) - $0,5.E_c$ (kN/m²)**

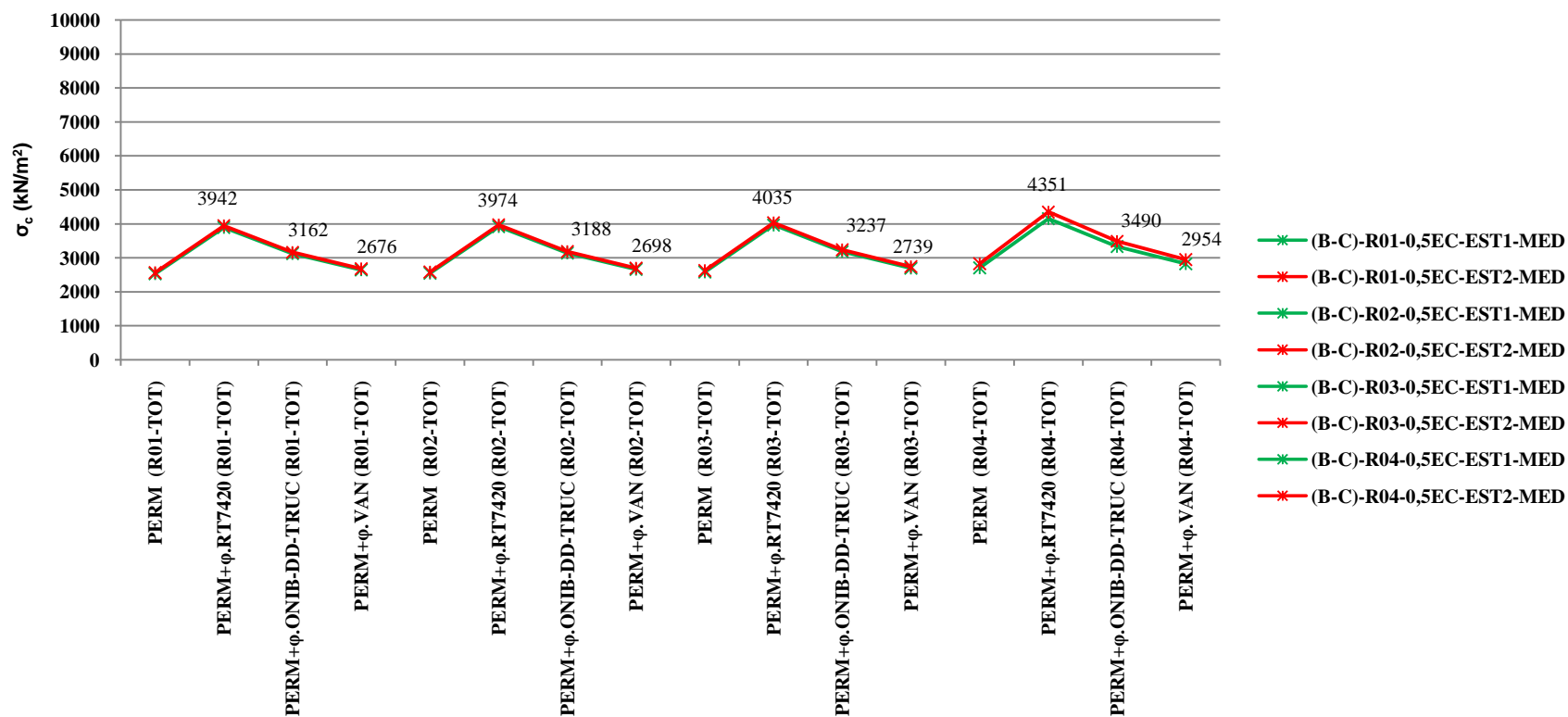


Figura 2.87 – Variação das tensões de compressão médias no topo do tabuleiro com ρ , para o modelo (B-C), nos Estádios 1 e 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por veículos reais

VARIAÇÃO DAS TENSÕES DE TRAÇÃO MÉDIAS NAS BARRAS DA ARMADURA NÃO-CORROÍDA COM A TAXA DE ARMADURA ρ - ESTÁDIOS 1 E 2 - $\phi=1,26$ - MODELO (B-C) - E_c (kN/m²)

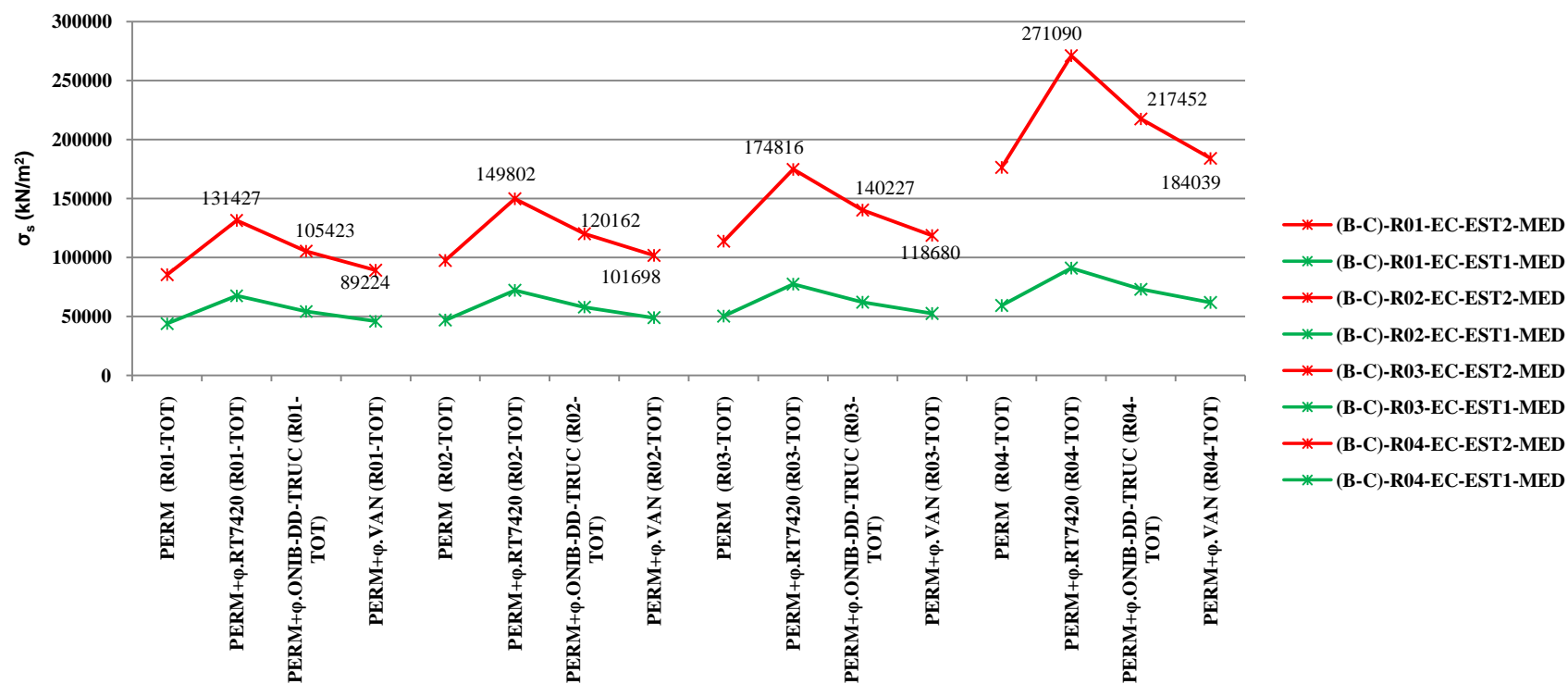


Figura 2.88 – Variação das tensões de tração médias nas barras da armadura não-corroída com ρ , para o modelo (B-C), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, provocadas por veículos reais

VARIAÇÃO DAS TENSÕES DE TRACÇÃO MÉDIAS NAS BARRAS DA ARMADURA NÃO-CORROÍDA COM A TAXA DE ARMADURA ρ - ESTÁDIOS 1 E 2 - $\phi=1,26$ - MODELO (B-C) - $0,5E_c$ (kN/m²)

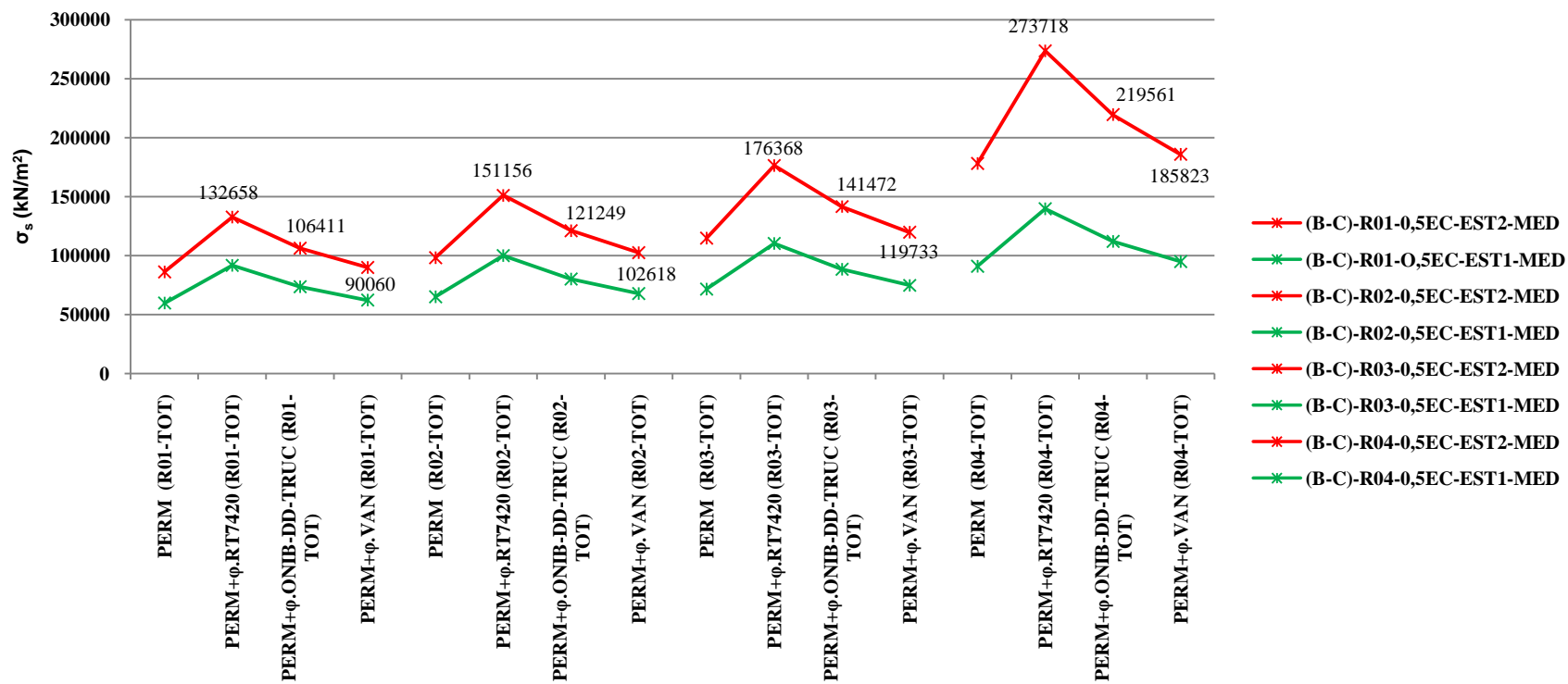


Figura 2.89 – Variação das tensões de tração médias nas barras da armadura não-corroída com ρ , para o modelo (B-C), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por veículos reais

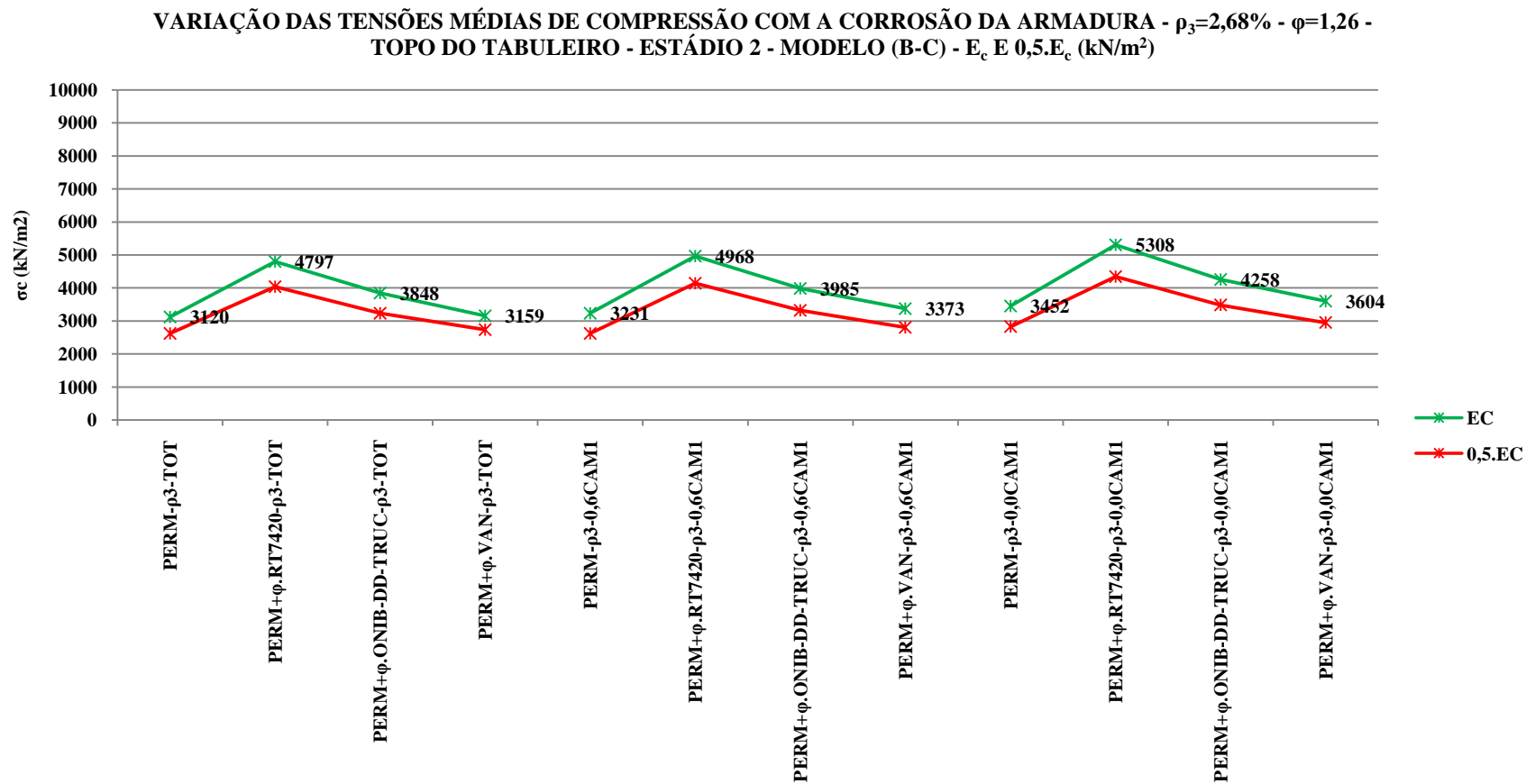


Figura 2.90 – Variação das tensões médias de compressão no topo do tabuleiro com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), para o modelo (B-C), no Estádio 2, módulos de deformação E_c e $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por veículos reais

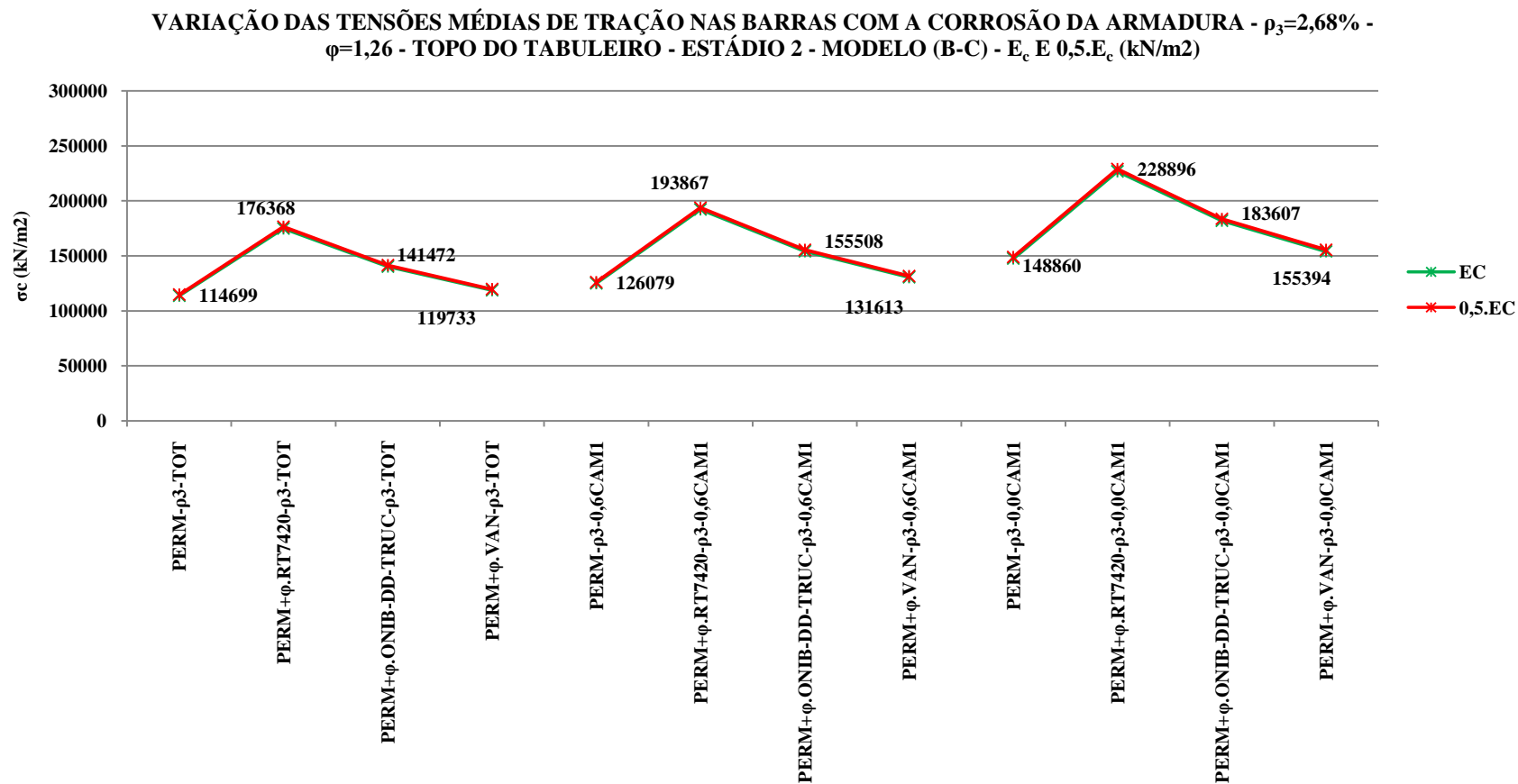


Figura 2.91 – Variação das tensões médias de tração nas barras com a corrosão da armadura ($\rho_3=2,68\%$), para o modelo (B-C), no Estádio 2, módulos de deformação E_c e $0,5.E_c$, com impacto, provocadas por veículos reais

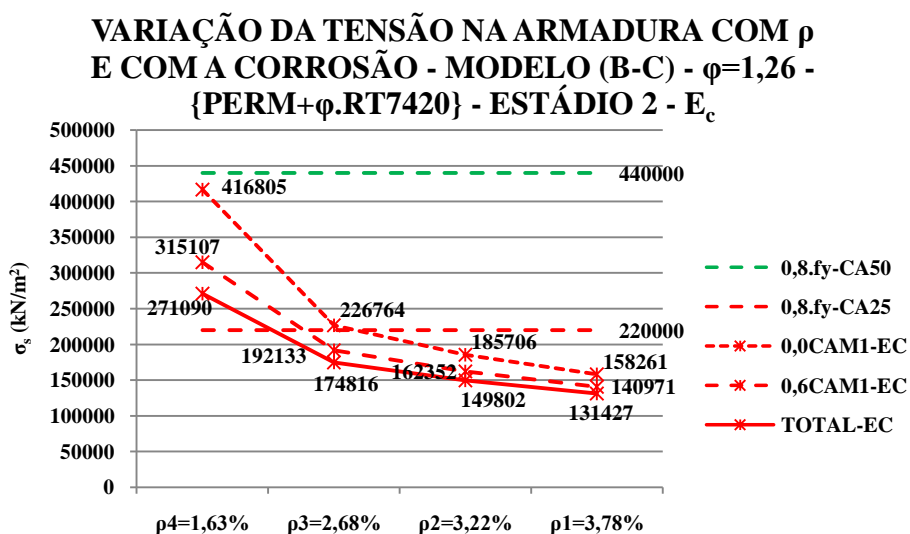


Figura 2.92 – Variação da tensão na armadura com ρ e com o nível de corrosão da primeira camada, modelo (B-C), no Estádio 2, módulo de deformação E_c , com impacto, para o carregamento {PERM + ϕ .RT7420}

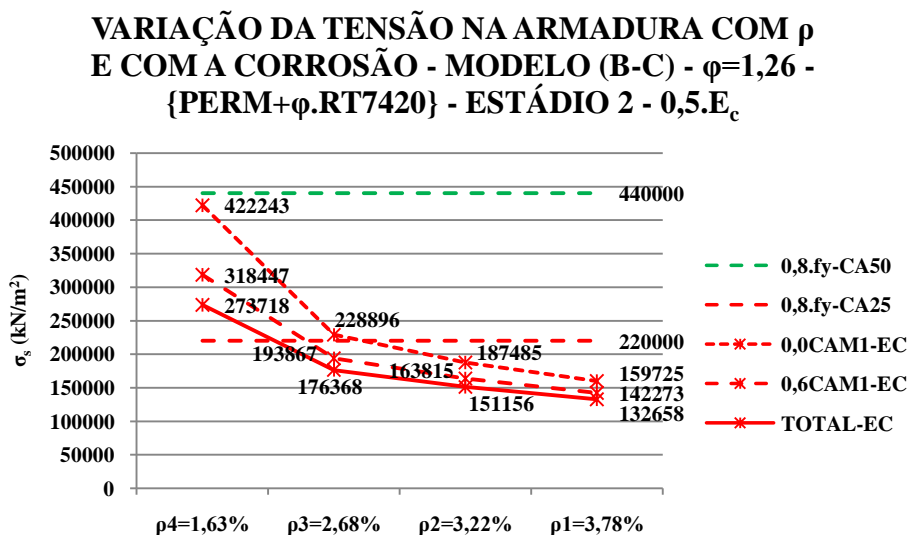


Figura 2.93 – Variação da tensão na armadura com ρ e com o nível de corrosão da primeira camada, modelo (B-C), no Estádio 2, módulo de deformação $0,5.E_c$, com impacto, para o carregamento {PERM + ϕ .RT7420}

A figura 2.94 apresenta a variação percentual das tensões máximas nas barras da armadura em relação aos valores médios obtidos com o modelo (B-C) para cada

valor de taxa de armadura. Enquanto os valores máximos obtidos com o modelo (B-C) variam entre 8% e 3% para ρ variando entre 3,78% e 1,63%, com E_c e $0,5.E_c$, a variação correspondente para o modelo (SOL) fica entre 51% e 33%.

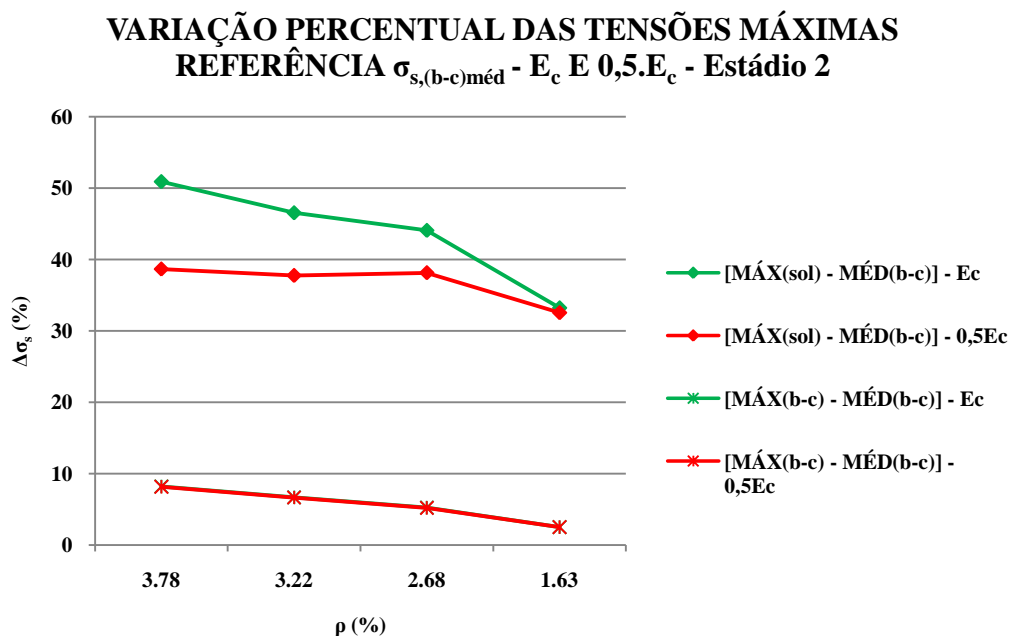


Figura 2.94 – Variação das tensões máximas de tração obtidas com os modelos (B-C) e (SOL) em relação às tensões médias obtidas no modelo (B-C)

2.1.3.2.6 Considerações sobre a intensidade do tráfego

A última pesquisa de tráfego realizada nas rodovias federais brasileiras ocorreu entre os dias 26 de novembro e 02 de dezembro de 2005 e foi executada pelo Centro de Inteligência em Engenharia de Transportes (CENTRAN), no âmbito do Plano Diretor Nacional Estratégico de Pesagem (PDNEP) [36], quando foram contados cerca de cinco milhões de veículos, em 109 postos de contagem distribuídos em 23 estados brasileiros, escolhidos a partir de critérios como a existência de balanças já instaladas, a importância dos corredores de transporte rodoviário, proximidade dos principais centros industriais e agrícolas e dos principais pontos de distribuição de cargas, como portos e ferrovias.

A frota de veículos em circulação no país é extremamente diversificada, tendo sido considerado na pesquisa tanto os veículos simples como motocicletas, veículos de

passageio, camionetas, vans, ônibus e caminhões (tipos 2C, 3C e 4C), bem como semi-reboques (tipos 2S1, 2S2, 2S3, 3S1, 3S2 e 3S3), veículos combinados (tipos 3T4 e 3T6) e reboques (tipos 2C2, 2C3, 3C2, 3C3 e 3D4).

De acordo com a pesquisa, a composição média da frota que trafega nas rodovias federais é apresentada na figura 2.95 e a composição média por região encontra-se na figura 2.96 [37]. Nota-se que a composição da frota nas diversas regiões é semelhante à composição nacional, a menos da região Centro-Oeste onde o percentual de CVCs é bem superior à média nacional, e na região Norte o percentual de Semi-Reboques supera também com folga o percentual nacional.

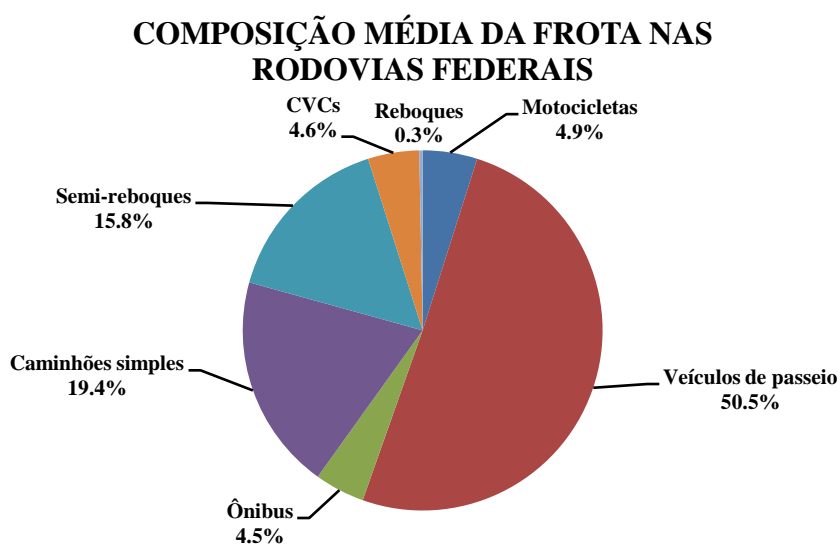


Figura 2.95 – Composição média da frota brasileira de veículos em circulação nas rodovias federais

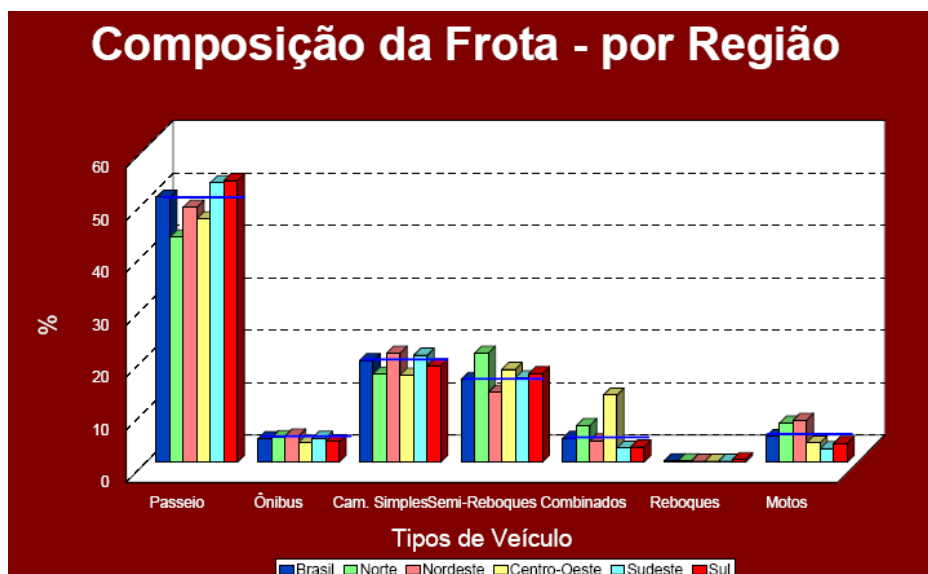


Figura 2.96 – Composição média da frota por região, obtida em [37]

Tomando como referência a BR-116 que inicia em Fortaleza, no Ceará, e encerra no Rio Grande do Sul na fronteira com o Uruguai, passando pelos estados de Pernambuco, Bahia, Minas Gerais, Rio de Janeiro, São Paulo, Paraná e Santa Catarina, o VMD varia entre o mínimo de 1.441, no Ceará, e 38.147, em São Paulo, considerados os dois sentidos de tráfego.

Para um VMD_{2005} conhecido, adotado um VMD_{\min} e uma taxa linear de crescimento do VMD de 3% ao ano [38], é possível projetar o valor do VMD_t para um ano t pelas expressões:

$$VMD(t) = VMD_{2006} \cdot [1 + 0,03 \cdot (t - 2006)] \quad (2.33)$$

$$\text{Se } VMD(t) \leq VMD_{\min}, \text{ então } VMD(t) = VMD_{\min} \quad (2.34)$$

As figuras 2.97 e 2.98 apresentam essas projeções para um $VMD_{\min} = 500$ e para um $VMD_{\min} = 2.000$, respectivamente.

Assim, um trecho de rodovia que tenha apresentado um VMD de 5.000 na pesquisa de 2005, com 2.500 veículos trafegando por faixa, terá em 2020 um VMD de 7.100, e 3.550 veículos trafegando por faixa. Da mesma forma, se em 2005 o trecho apresentava um VMD de 30.000, com 15.000 veículos trafegando por faixa, em 2020 ele deverá apresentar um VMD de 42.600, com 21.300 veículos trafegando por faixa.

A partir dessas projeções e da composição da frota de veículos é possível determinar o número de ciclos ao longo do tempo para cada uma das componentes da frota de interesse, seja para o total de veículos, para os caminhões (aí incluídos os caminhões simples, os semi-reboques, os CVCs, e os reboques) ou somente para os CVCs, considerando um $VMD_{\min} = 500$ com $VMD_{2005} = 500$, conforme figura 2.99, ou $VMD_{\min} = 500$ com $VMD_{2005} = 5.000$, conforme figura 2.100.

As tabelas 2.28 a 2.30 apresentam o número total de ciclos para o total da frota de veículos atuando em uma faixa em função do ano de construção da ponte, correspondentes a $VMD_{\min}=500$ e $VMD_{2005}=500$, $VMD_{\min}=500$ e $VMD_{2005}=5.000$ e $VMD_{\min}=500$ e $VMD_{2005}=40.000$, respectivamente.

A consideração dos efeitos dos componentes da frota sobre o concreto e o aço das pontes é feita a partir dos modelos apresentados em 2.1.3.2.3 e 2.1.3.2.4, tanto em termos de intensidade das tensões quanto em termos de sua variabilidade, necessárias para a verificação da fadiga nesses materiais. Neste caso é possível determinar o ano para o qual o número de ciclos atinge um valor considerado limite.

PROJEÇÃO DO VMD COM BASE NO VMD_{2005}
 $VMD_{\min} = 500$ - UMA FAIXA
(Taxa de crescimento = 3% ao ano)

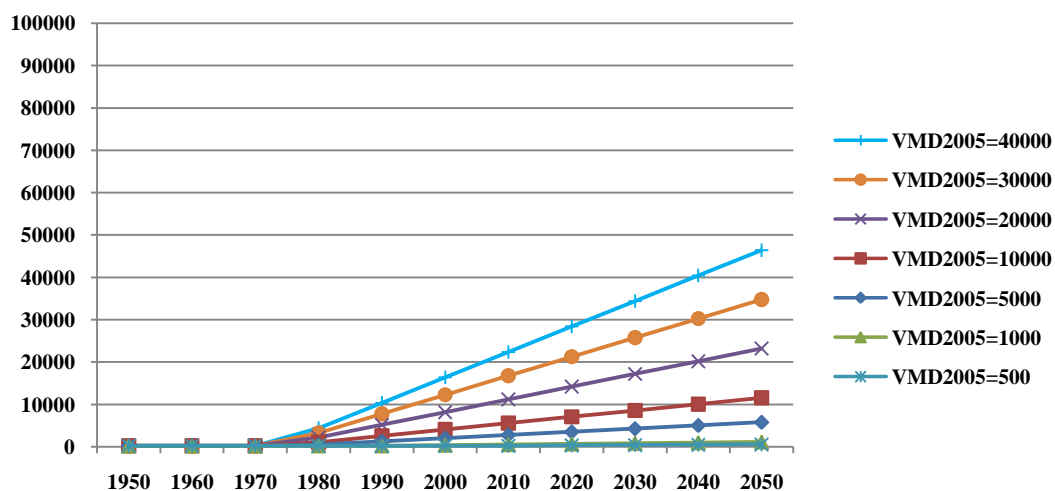


Figura 2.97 – Projeção linear do número de veículos por faixa com base no VMD_{2005} , com $VMD_{\min} = 500$

PROJEÇÃO DO VMD COM BASE NO VMD₂₀₀₅
VMD_{min} = 2.000 - UMA FAIXA
(Taxa de crescimento = 3% ao ano)

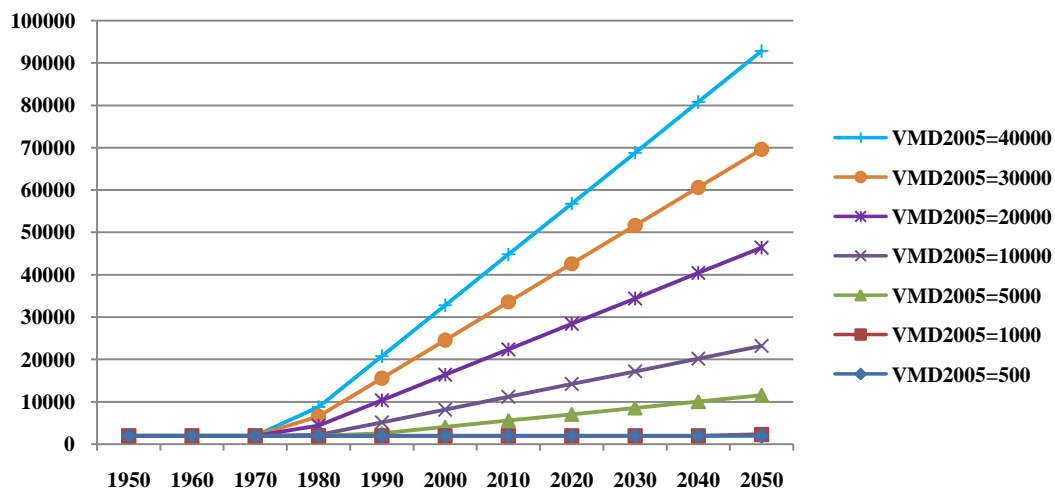


Figura 2.98 – Projeção linear do número de veículos por faixa com base no VMD₂₀₀₅, com VMD_{min} = 2.000

NÚMERO DE CICLOS POR ANO DE CONSTRUÇÃO
VMD₂₀₀₅ = 500 // VMD_{min} = 500 // UMA FAIXA

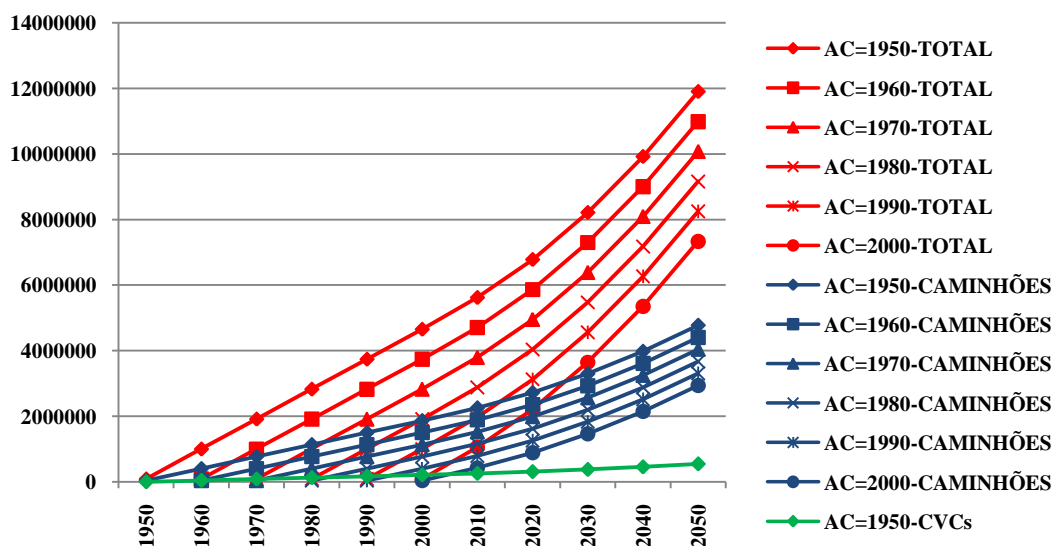


Figura 2.99 – Número de ciclos por ano de construção da ponte para componentes da frota de veículos, por faixa de tráfego, para VMD₂₀₀₅ = 500 e VMD_{min} = 500

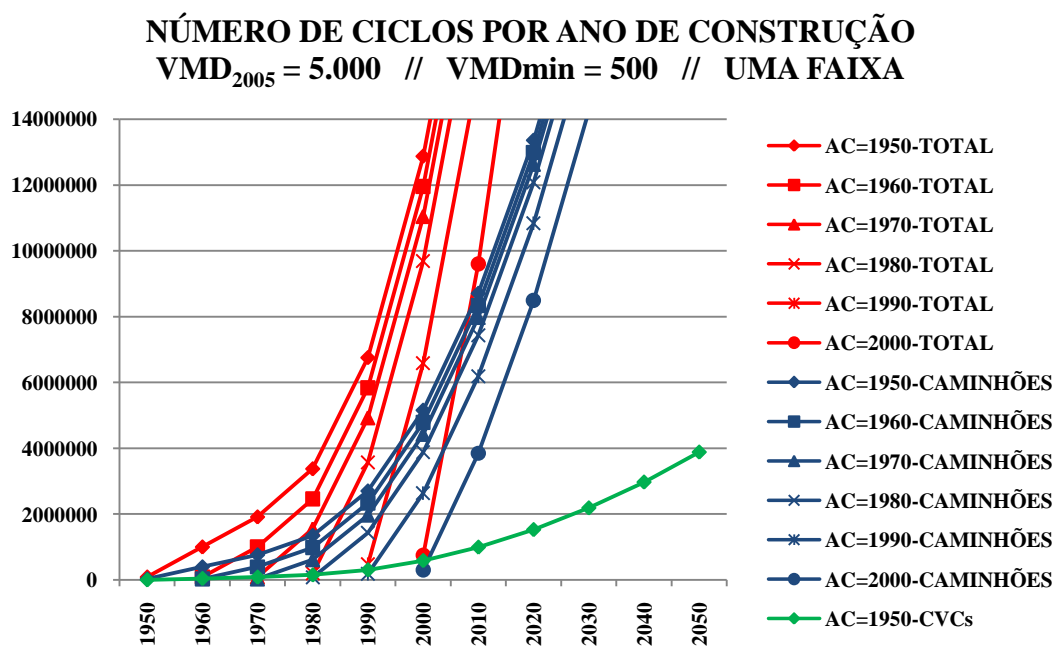


Figura 2.100 – Número de ciclos por ano de construção (AC) da ponte para componentes da frota de veículos, por faixa de tráfego, para VMD₂₀₀₅ = 5000 e VMD_{min} = 500

VALORES PARA VMD TOTAL - 1 FAIXA

VMD EM 2005 = 500

VMD MÍNIMO = 500

ANO CONSTRUÇÃO	1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010	2020	2030	2040	2050
1950	91250	1003750	1916250	2828750	3741250	4653750	5621000	6779875	8212500	9918875	11899000
1960	-	91250	1003750	1916250	2828750	3741250	4708500	5867375	7300000	9006375	10986500
1970	-	-	91250	1003750	1916250	2828750	3796000	4954875	6387500	8093875	10074000
1980	-	-	-	91250	1003750	1916250	2883500	4042375	5475000	7181375	9161500
1990	-	-	-	-	91250	1003750	1971000	3129875	4562500	6268875	8249000
2000	-	-	-	-	-	91250	1058500	2217375	3650000	5356375	7336500
2010	-	-	-	-	-	-	102200	1261075	2693700	4400075	6380200
2020	-	-	-	-	-	-	-	129575	1562200	3268575	5248700
2030	-	-	-	-	-	-	-	-	156950	1863325	3843450
2040	-	-	-	-	-	-	-	-	-	184325	2164450
2050	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	211700

Tabela 2.28 – Número total de ciclos, com $VMD_{2005}=500$, $VMD_{min}=500$ em uma faixa, conforme o ano de construção da ponte

VALORES DE "N" PARA VMD TOTAL 1 FAIXA

VMD EM 2005 = 5000

VMD MÍNIMO = 500

ANO CONSTRUÇÃO	1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010	2020	2030	2040	2050
1950	91250	1003750	1916250	3376250	6752500	12866250	21717500	33306250	47632500	64696250	84497500
1960	-	91250	1003750	2463750	5840000	11953750	20805000	32393750	46720000	63783750	83585000
1970	-	-	91250	1551250	4927500	11041250	19892500	31481250	45807500	62871250	82672500
1980	-	-	-	200750	3577000	9690750	18542000	30130750	44457000	61520750	81322000
1990	-	-	-	-	474500	6588250	15439500	27028250	41354500	58418250	78219500
2000	-	-	-	-	-	748250	9599500	21188250	35514500	52578250	72379500
2010	-	-	-	-	-	-	1022000	12610750	26937000	44000750	63802000
2020	-	-	-	-	-	-	-	1295750	15622000	32685750	52487000
2030	-	-	-	-	-	-	-	-	1569500	18633250	38434500
2040	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1843250	21644500
2050	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2117000

Tabela 2.29 – Número total de ciclos, com $VMD_{2005}=5.000$, $VMD_{min}=500$ em uma faixa, conforme o ano de construção da ponte

VMD EM 2005 = 40000

VALORES PARA VMD TOTAL - 1 FAIXA

VMD MÍNIMO = 500

ANO CONSTRUÇÃO	1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010	2020	2030	2040	2050
1950	91250	1003750	1916250	10402500	37412500	86322500	157132500	249842500	364452500	500962500	659372500
1960		91250	8577500	35587500	84497500	155307500	248017500	362627500	499137500	657547500	742227500
1970			91250	49001250	119811250	212521250	327131250	463641250	622051250	706731250	706731250
1980				1606000	94316000	208926000	345436000	503846000	588526000	588526000	588526000
1990					3796000	140306000	298716000	383396000	383396000	383396000	383396000
2000						5986000	90666000	90666000	90666000	90666000	90666000
2010							8176000	8176000	8176000	8176000	8176000
2020								10366000	10366000	10366000	10366000
2030									12556000	12556000	12556000
2040										14746000	14746000
2050											16936000

Tabela 2.30 – Número total de ciclos, com $VMD_{2005}=40.000$, $VMD_{min}=500$ em uma faixa, conforme o ano de construção da ponte

2.1.3.2.7 Considerações sobre a fadiga no concreto

A fadiga no concreto é um fenômeno decorrente da propagação de microfissuras na sua estrutura resistente, quando submetido a solicitações cíclicas, que pode levá-lo à ruptura mesmo em condições de solicitação inferiores à sua resistência estática. Quanto mais próximas da resistência do material estiverem as solicitações, menor será o número de ciclos de solicitações aplicáveis ao material.

Para uma amplitude de tensão constante, o número N de ciclos que causa ruína por fadiga no concreto submetido a ciclos de carregamento, com valor de tensão de compressão inferior à sua resistência estática, pode ser estimado pelas equações (2.37) a (2.39) [39]:

- Para $S_{c,min} > 0,8$ vale a relação $S - N$ para $S_{c,min} = 0,8$
- Para $0 \leq S_{c,min} \leq 0,8$ aplicam-se as equações 2.34 a 2.44.

$$\log N_1 = (12 + 16.S_{c,min} + 8.S_{c,min}^2).(1 - S_{c,max}) \quad (2.34)$$

$$\log N_2 = 0,2. \log N_1. (\log N_1 - 1) \quad (2.35)$$

$$\log N_3 = \log N_2. (0,3 - 0,375. S_{c,min}) / \Delta S_c \quad (2.36)$$

$$(a) \text{ Se } \log N_1 \leq 6 \text{ então } \log N = \log N_1 \quad (2.37)$$

$$(b) \text{ Se } \log N_1 > 6 \text{ e } \Delta S_c \geq (0,3 - 0,375. S_{c,min}) \text{ então } \log N = \log N_2 \quad (2.38)$$

$$(c) \text{ Se } \log N_1 > 6 \text{ e } \Delta S_c < (0,3 - 0,375. S_{c,min}) \text{ então } \log N = \log N_3 \quad (2.39)$$

Onde :

$$S_{c,max} = |\sigma_{c,max}| / f_{ck,fat} \quad (2.40)$$

$$S_{c,min} = |\sigma_{c,min}| / f_{ck,fat} \quad (2.41)$$

$$\Delta S_c = |S_{c,max}| - |S_{c,min}| \quad (2.42)$$

$$f_{ck,fat} = \beta_{cc}(t). \beta_{c,sus}(t,t_0). f_{ck}. (1 - f_{ck} / 25. f_{ck0}) \quad (2.43)$$

$f_{ck,fat}$ é a resistência à compressão de referência na fadiga, para considerar o aumento de sensibilidade do concreto à fadiga com o aumento da resistência à compressão.

$$\beta_{cc}(t) = \exp\{s.[1 - (28 / (t/t_1))^{1/2}]\} \quad (2.44)$$

$\beta_{cc}(t)$ depende do tipo de cimento com o qual foi confeccionado o concreto. Considerando $t/t_1 \rightarrow \infty$, $\beta_{cc}(t) = \exp\{s\}$, com $s = 0,25$ para os cimentos normais.

$\beta_{c,sus}(t,t_0)$ é um coeficiente que considera o efeito das tensões médias elevadas durante o carregamento. Para carregamento de fadiga pode-se considerar $\beta_{c,sus}(t,t_0) = 0.85$.

f_{ck} = resistência característica do concreto

$f_{ck0} = 10$ MPa, considerada uma resistência de referência

Para o exemplo da figura 2.4, a tabela 2.31 fornece os valores de N para longarinas com taxas geométricas de armadura $\rho_3=2,68\%$ e $\rho_4=1,63\%$ com área de aço total (TOT), com a primeira camada 40% corroída (0,6CAM1) e com a primeira camada totalmente corroída (0,0CAM1), com módulos de deformação longitudinal do concreto E_c e $0,5E_c$.

	N (B-C)	N (SOL)
$\rho_3 - E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (\text{TOT})$	$1,14 \times 10^{41}$	$2,05 \times 10^{17}$
$\rho_3 - 0,5.E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (\text{TOT})$	$4,33 \times 10^{53}$	$3,24 \times 10^{15}$
$\rho_3 - E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (0,6\text{CAM1})$	$4,10 \times 10^{38}$	$1,55 \times 10^{17}$
$\rho_3 - 0,5.E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (0,6\text{CAM1})$	$6,78 \times 10^{51}$	$2,29 \times 10^{15}$
$\rho_3 - E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (0,0\text{CAM1})$	$1,66 \times 10^{34}$	$1,48 \times 10^{17}$
$\rho_3 - 0,5.E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (0,0\text{CAM1})$	$1,31 \times 10^{48}$	$3,33 \times 10^{28}$
$\rho_4 - E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (\text{TOT})$	$8,35 \times 10^{32}$	$6,60 \times 10^{15}$
$\rho_4 - 0,5.E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (\text{TOT})$	$1,31 \times 10^{48}$	$4,03 \times 10^{18}$
$\rho_4 - E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (0,6\text{CAM1})$	$1,01 \times 10^{29}$	$4,86 \times 10^{15}$
$\rho_4 - 0,5.E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (0,6\text{CAM1})$	$3,04 \times 10^{44}$	$1,95 \times 10^{18}$
$\rho_4 - E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (0,0\text{CAM1})$	$8,96 \times 10^{27}$	$7,57 \times 10^{16}$
$\rho_4 - 0,5.E_c - \text{ESTÁDIO 2} - (0,0\text{CAM1})$	$5,58 \times 10^{37}$	$1,39 \times 10^{18}$

Tabela 2.31 – Número de ciclos de carregamento para o concreto comprimido entrar em ruína por fadiga, considerando as situações de carregamento {PERM} e {PERM + ϕ .TB450}

Considerou-se como amplitude das tensões de compressão no concreto a diferença entre as tensões máximas provocadas pelos carregamentos {PERM + ϕ .TB450} e {PERM} obtidas nos modelos (B-C) e (SOL).

Os resultados são números extremamente elevados que permitem assegurar que a fadiga do concreto comprimido nesses casos não se constitui em problema e corrobora a afirmação de que não há necessidade de considerar fadiga no concreto comprimido, quando a tensão máxima de compressão for inferior a 60% da resistência à compressão do concreto em ensaio estático de curta duração [40].

Uma extrapolação da tabela 2.29 permite concluir que uma ponte construída em 1950, com $VMD_{2005}=5.000$ e $VMD_{min}=500$ só atingiria $2,29 \times 10^{15}$ ciclos (o menor deles), com o total da frota, após centenas de anos.

2.1.3.2.8 Considerações sobre a fadiga no aço

As barras de aço, quando submetidas a carregamentos cíclicos, apresentam resistência inferior à resistência obtida quando submetidas a carregamentos estáticos, fenômeno conhecido como fadiga do material. Essa redução de resistência, observada inicialmente por August Wöhler em meados do século dezenove, depende principalmente das características do material e de sua conformação superficial.

Ensaio de fadiga foram realizados no âmbito do Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais (LEM) [41] com barras de aço CA50 com 10 mm, 12.5 mm e 16 mm de diâmetro. Nesses ensaios, o limite superior da tensão aplicada foi mantido constante, correspondente a 80% da tensão de escoamento real da barra, conforme figura 2.100. Os resultados são apresentados na figura 2.101.

Para pequenas variações de tensão, o número N de ciclos possíveis tende ao infinito. O número de ciclos correspondente à variação de tensão abaixo da qual o efeito da fadiga é pouco significativo é da ordem de 2×10^6 ciclos. Para grandes variações de tensão o número N de ciclos fica reduzido significativamente.

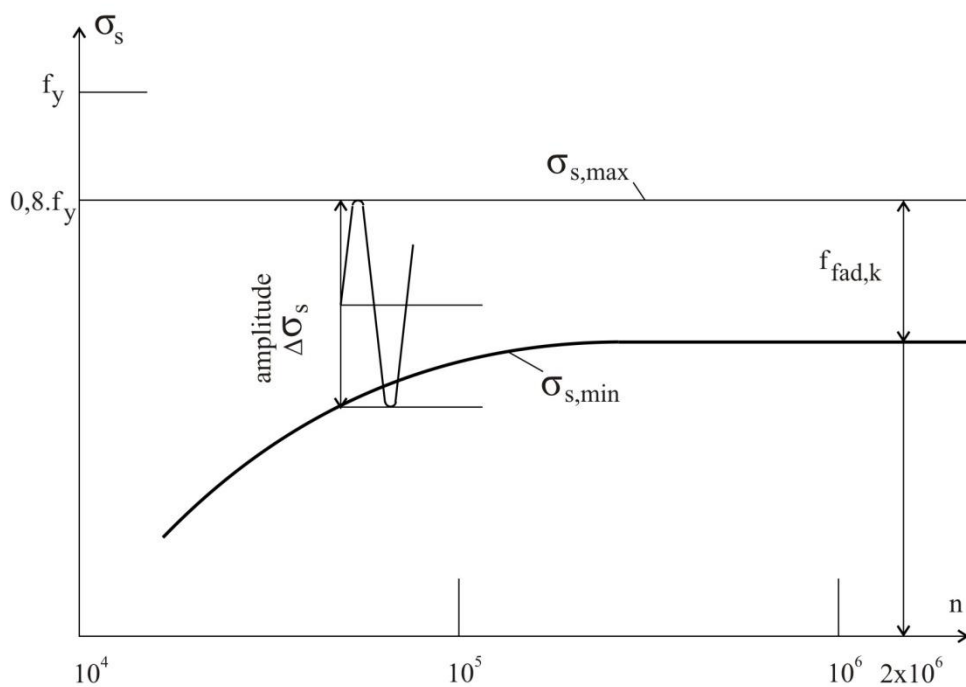


Figura 2.101 – Variação das tensões nos diferentes ensaios, mantida $\sigma_{\max} = 0,8.f_y$

Curva de Wohler para Tensão Máxima Constante (80% de f_y)

Simbologia : -Curva e Pontos Marrons : 10 mm
 -Curva e Pontos Vermelhos : 1/2 pol
 -Curva e Pontos Azuis : 16 mm

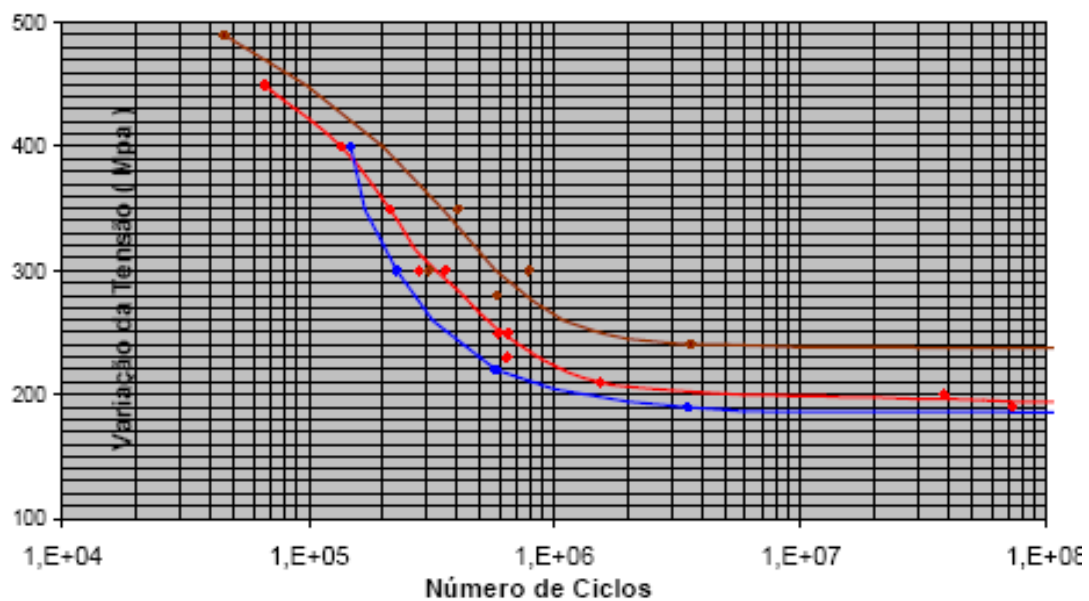


Figura 2.102 – Curvas de Wöhler (S-N) para o aço CA50

Como os veículos que trafegam nas pontes possuem características distintas em termos de carga total, de carga por eixo e de espaçamento entre eixos, e cada veículo contribui com uma parcela diferenciada para a fadiga do material, optou-se por considerar nas verificações o RT-74/20 como o veículo mais desfavorável entre todos os caminhões, o Ônibus Direcional Duplo Trucado como o veículo mais desfavorável entre os ônibus e a Van como o veículo mais desfavorável entre os veículos de passeio.

Segundo a figura 2.95 os caminhões (reboques, semi-reboques, CVCs e caminhões simples) respondem por 40,1% do total da frota de veículos em circulação nas rodovias federais brasileiras, enquanto os ônibus participam com 4,5% e os veículos de passeio com 55,4%.

Para as cargas de amplitude variável, como é o caso dos veículos sobre as pontes, o efeito acumulado pode ser compreendido através da figura 2.103, onde cada componente da frota provoca um valor diferente de tensão média na armadura. Para considerar o efeito do valor da tensão média há necessidade de se converter os diversos efeitos para uma mesma média de tensões de referência, conforme a figura 2.104, o que é feito através de diagramas de conversão.

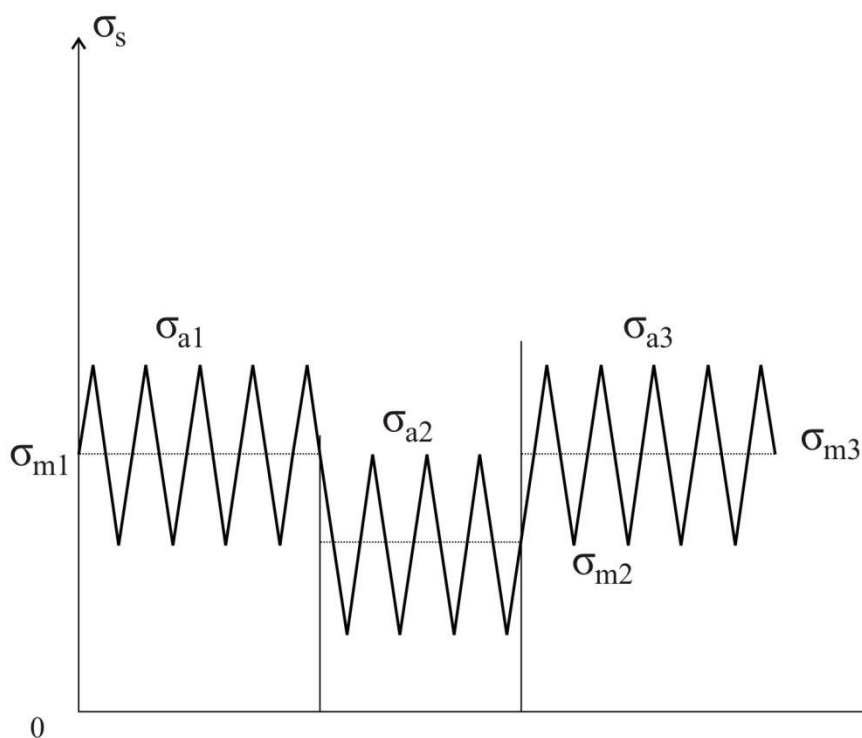


Figura 2.103 – Variação das médias das tensões provocadas por cada componente da frota

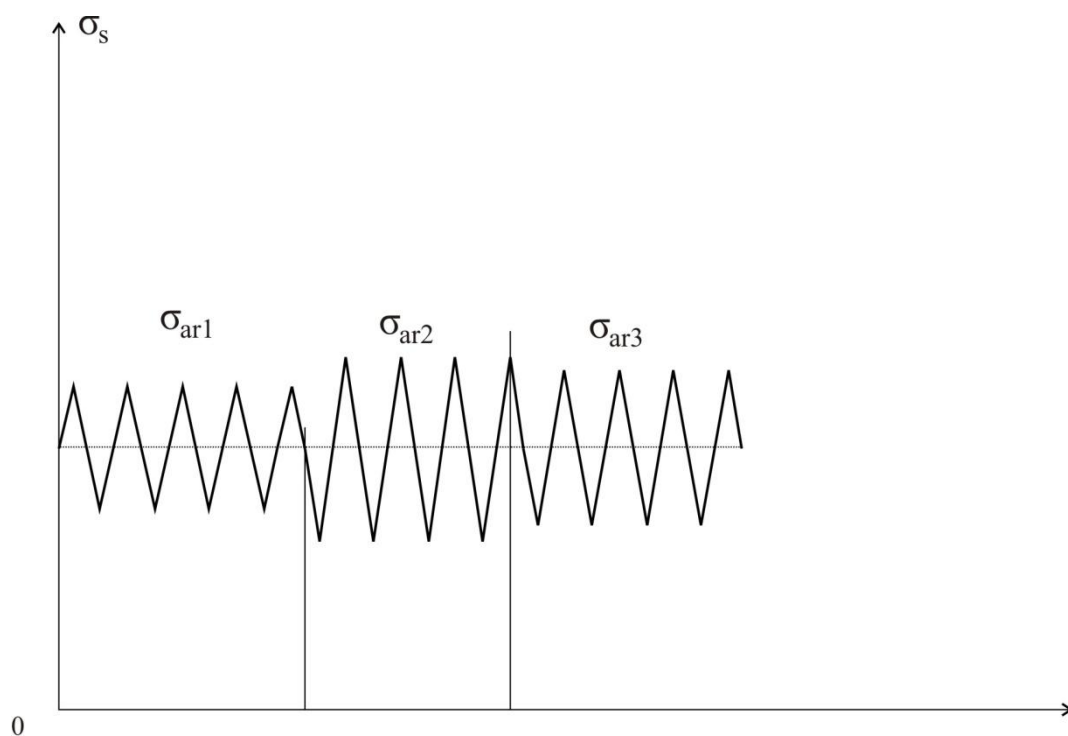


Figura 2.104 – Variação das tensões provocadas por cada componente da frota com mesma tensão média de referência

Segundo o CEB – FIP Model Code 90 [39] as curvas S – N para o aço tornam-se bi-lineares quando são escolhidas escalas logarítmicas para S e N, conforme mostrado na figura 2.104.

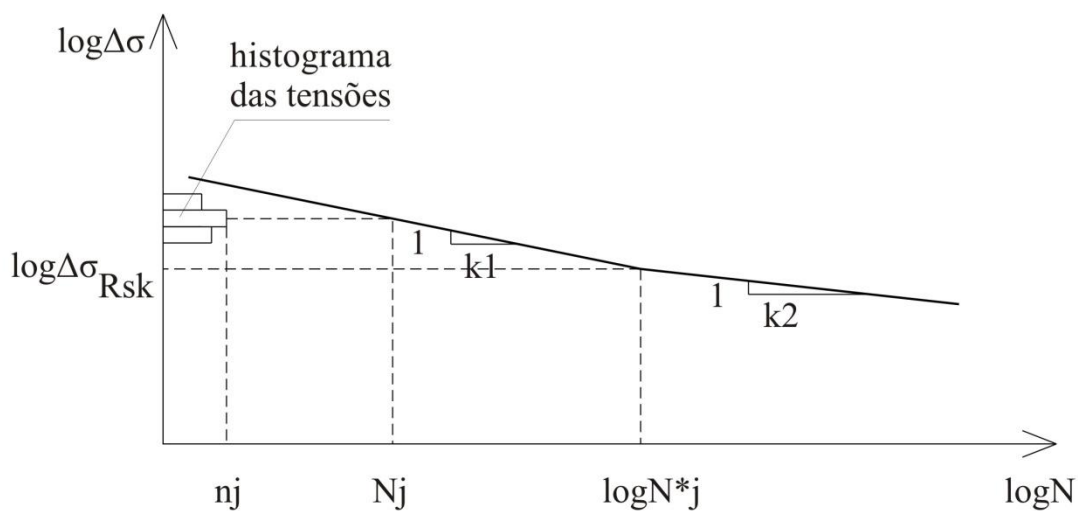


Figura 2.105 – Curvas S – N para o aço segundo o CEB – FIP Model Code 90

A verificação da fadiga é feita através de um índice total de danos D_d da estrutura, causada pelos carregamentos cíclicos, obtido a partir dos valores d_{dj} de contribuição de cada classe de veículos.

$$d_{dj} = n_j / N_j(\Delta\sigma_{Ssj} \cdot \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{s,fat}) \quad (2.45)$$

$$D_d = \sum_{j=1,m} d_{dj} \quad (2.46)$$

Onde:

$N_j(\Delta\sigma_{Ssj} \cdot \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{s,fat})$ = número de ciclos para a fadiga sob a variação de tensão

$$\Delta\sigma_{Ssj} \cdot \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{s,fat}$$

n_j = número de ocorrências da variação de tensão $\Delta\sigma_{Ssj}$

$\Delta\sigma_{Ssj}$ = variação de tensão da classe j

γ_{Sd} = coeficiente parcial de segurança, que considera as incertezas do modelo na determinação da variação de tensão aplicada. $\gamma_{Sd} = 1$ se o modelo for a favor da segurança, caso contrário $\gamma_{Sd} = 1,1$

$\gamma_{s,fat} = 1,15$ (coeficiente parcial de segurança para resistência à fadiga do aço da armadura, se a curva S – N for definida pelo quantil de 5% - 90% de nível de confiança.

$$D_d < D_{lim} = 1$$

As figuras 2.106 a 2.108 apresentam os valores de D_d para a ponte analisada com o modelo (B-C), considerando as taxas de armadura $\rho_3=2,68\%$ e $\rho_4=1,63\%$ íntegras (TOT), com a primeira camada 40% corroída (0,6CAM1) e totalmente corroída (0,0CAM1), para valores de E_c e $0,5.E_c$, numa situação em que o $VMD_{min}=500$ e o VMD_{2005} assume os valores de 500, 5.000 e 40.000, respectivamente.

Os resultados obtidos no caso de $\rho_3=2,68\%$, apresentados em linha verde, indicam que para um VMD_{2005} no máximo igual a 5.000 todos os valores de D_d são inferiores à unidade, correspondente à inexistência de danos por fadiga até uma idade de 100 anos, mesmo que a primeira camada esteja totalmente corroída. Para um valor de $VMD_{2005}=40.000$, pouco superior ao máximo registrado nas rodovias federais em

2005, somente para a seção íntegra não haveria danos por fadiga até uma idade de 100 anos, ficando limitada a vida útil por fadiga em 80 anos no caso da primeira camada corroída em 40% e a 50 anos no caso da primeira camada totalmente corroída.

Os resultados obtidos no caso de $\rho_4=1,63\%$, apresentados em linha vermelha, indicam que somente para um VMD_{2005} no máximo igual a 500, com seção de aço sem corrosão, os valores de D_d são inferiores à unidade, correspondendo à inexistência de danos por fadiga até uma idade igual ou superior a 100 anos. Em todos os outros casos há redução de vida útil.

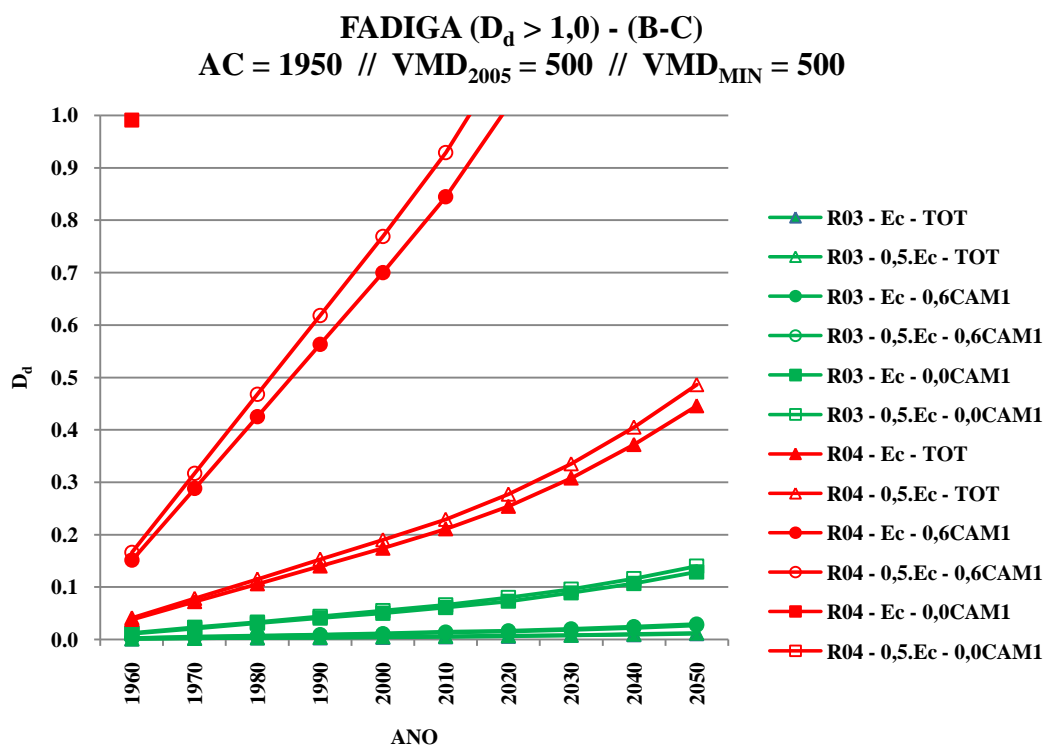


Figura 2.106 – Valores de D_d para $VMD_{2005}=500$, modelo (B-C)

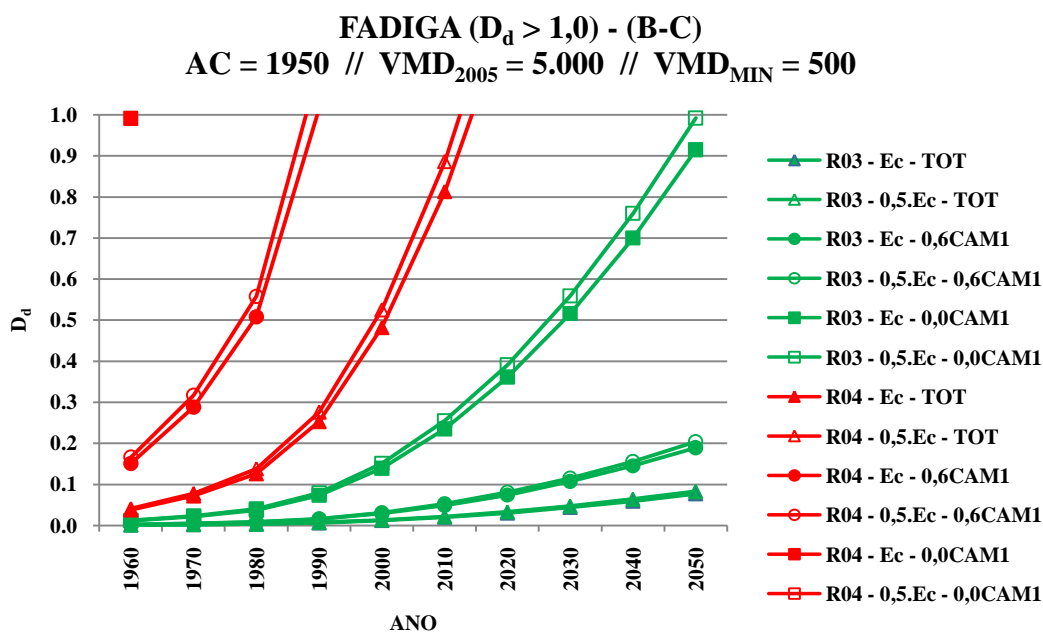


Figura 2.107 – Valores de D_d para $VMD_{2005}=5.000$, modelo (B-C)

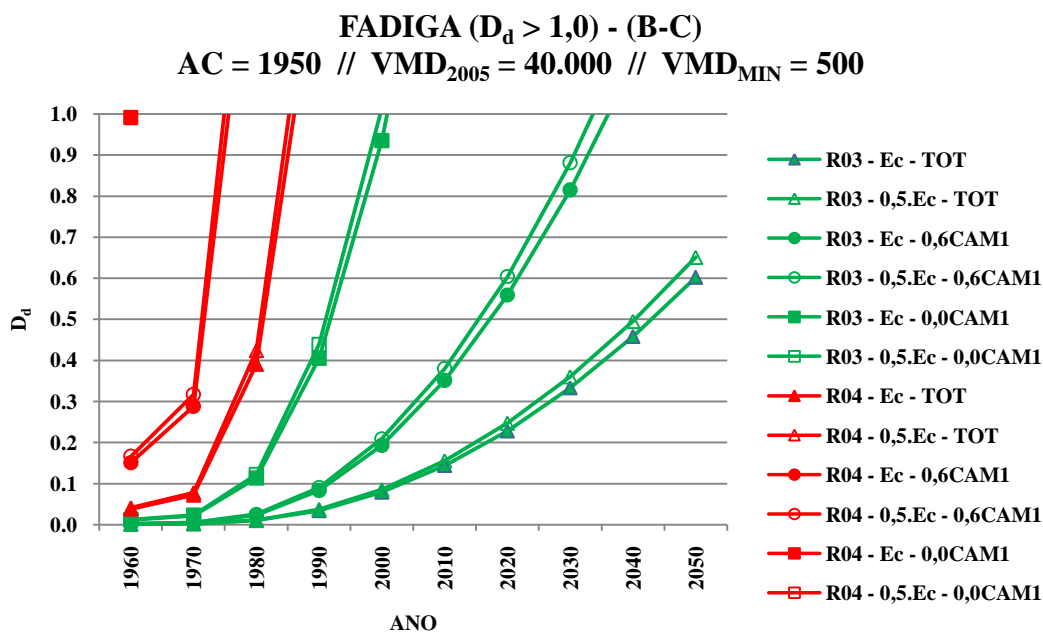


Figura 2.108 – Valores de D_d para $VMD_{2005}=40.000$, modelo (B-C)

Os resultados também indicam que a variação no valor de E_c não interfere de forma significativa na avaliação da fadiga neste caso.

As figuras 2.109 a 2.111 apresentam os valores de D_d para a ponte analisada com o modelo (SOL), considerando as tensões máximas dos veículos reais 40% superiores aos valores obtidos com o modelo (B-C), conforme figura 2.76, para as taxas de armadura $\rho_3=2,68\%$ e $\rho_4=1,63\%$ íntegras (TOT), com a primeira camada 40% corroída (0,6CAM1) e totalmente corroída (0,0CAM1), para valores de E_c e $0,5.E_c$, numa situação em que o $VMD_{\min}=500$ e o VMD_{2005} assume os valores de 500, 5.000 e 40.000, respectivamente.

Os resultados obtidos no caso de $\rho_3=2,68\%$, apresentados em linha verde, indicam que para um VMD_{2005} no máximo igual a 5.000, a corrosão da primeira camada em 40% limita a idade da ponte a 80 anos, enquanto a corrosão total da primeira camada limita a idade da ponte a cerca de 45 anos. Para um valor de $VMD_{2005}=40.000$, mesmo para armadura sem corrosão, a idade da ponte fica limitada a cerca de 55 anos.

Os resultados obtidos no caso de $\rho_4=1,63\%$, mesmo com armadura sem corrosão, apresentados em linha vermelha, indicam que a fadiga limita a idade da ponte a 30 anos ($VMD_{2005}=500$), a 25 anos ($VMD_{2005}=5.000$) e a 20 anos ($VMD_{2005}=40.000$).

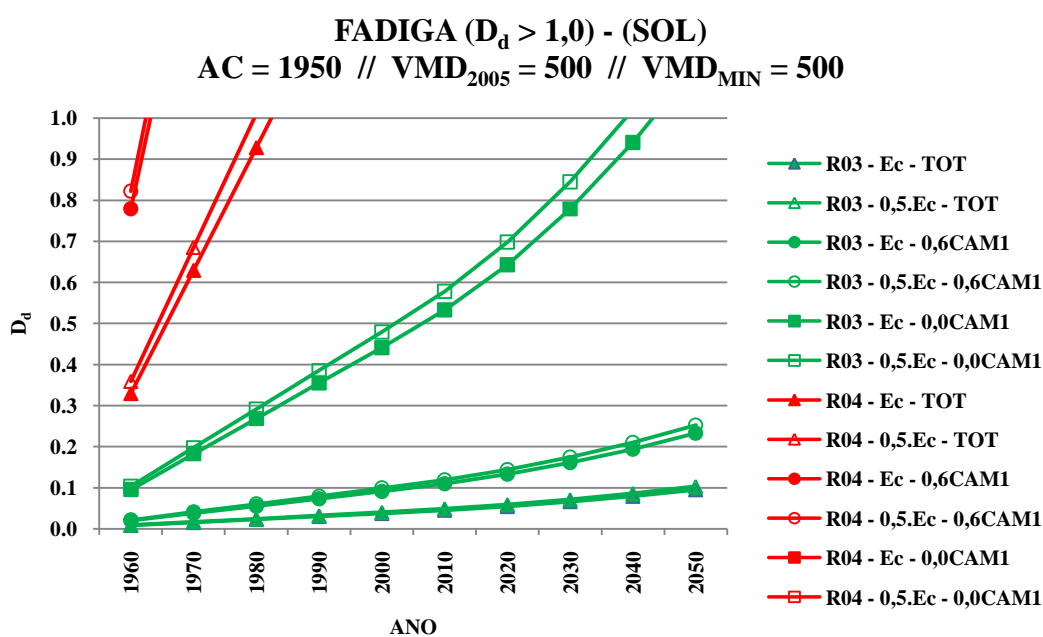


Figura 2.109 – Valores de D_d para $VMD_{2005}=500$, modelo (SOL)

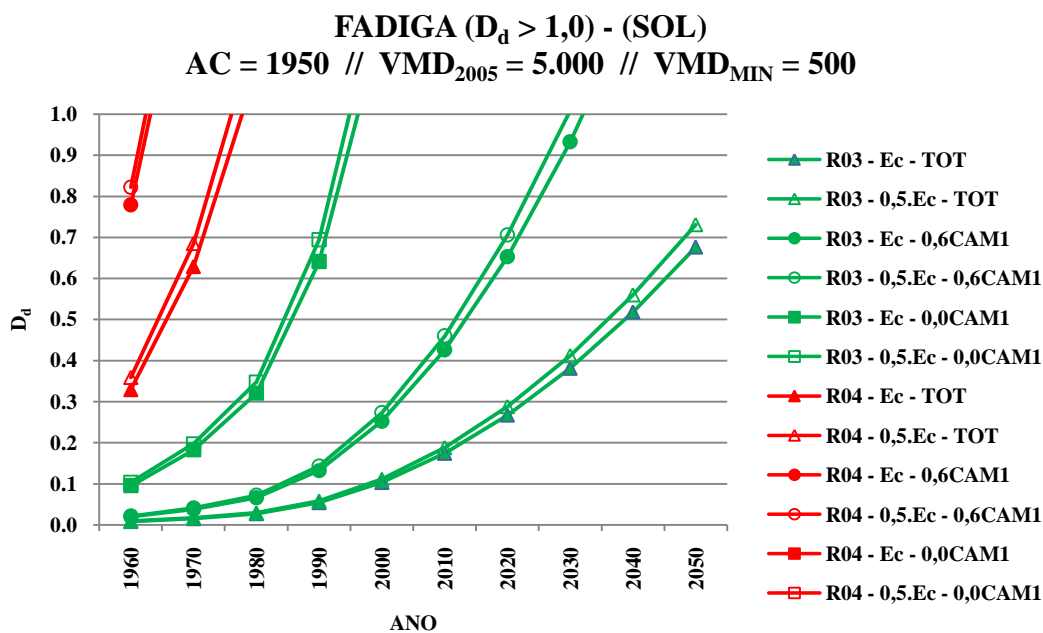


Figura 2.110 – Valores de D_d para $VMD_{2005}=5.000$, modelo (SOL)

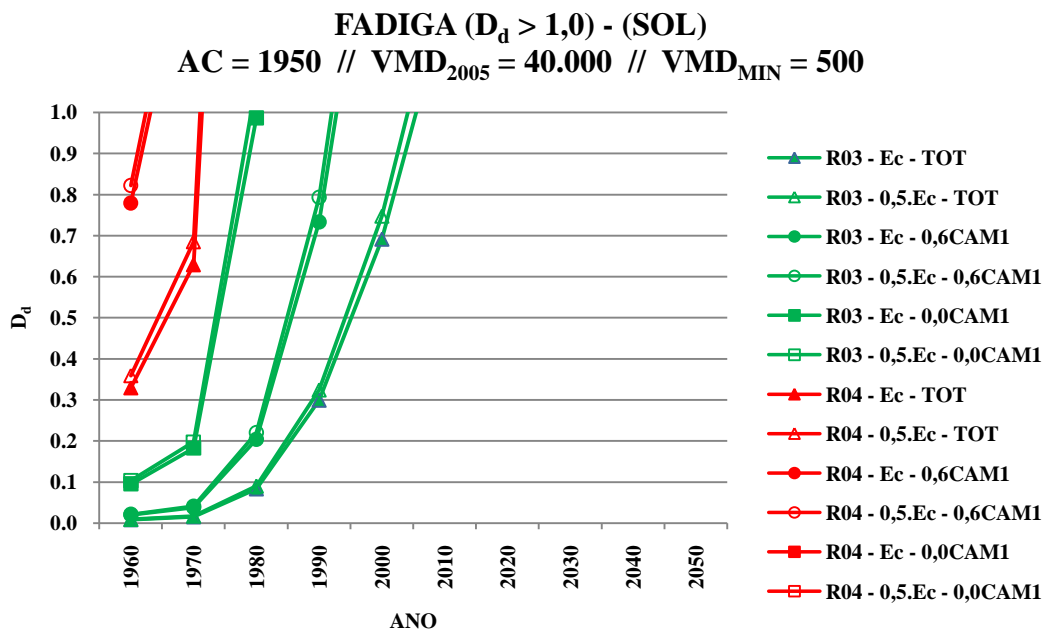


Figura 2.111 – Valores de D_d para $VMD_{2005}=40.000$, modelo (SOL)

2.1.3.3 Cálculos semiprobabilísticos e probabilísticos

Os cálculos determinísticos são muito importantes para visualização de como e quanto tais ou quais fatores contribuem na avaliação das estruturas das pontes. Entretanto, todos os fatores que afetam o comportamento dessas estruturas apresentam variações, tanto maiores quanto menores forem os cuidados despendidos nos seus processos produtivos ou de modelagem.

São variáveis as resistências do concreto e do aço, as intensidades e posicionamentos das cargas aplicadas pelos veículos e as dimensões das seções transversais. São variáveis os resultados das solicitações obtidas a partir de modelos mais ou menos refinados.

Os cálculos probabilísticos para consideração simultânea de todas essas variabilidades no dimensionamento, ou na verificação das estruturas vêm sendo trabalhados através de um conjunto de técnicas matemáticas que se propõem, através de uma descrição probabilística das variáveis envolvidas, estimar a probabilidade das solicitações atuantes virem a exceder um limite convencional último ou de utilização das estruturas. Mesmo no campo teórico ainda há muito a avançar nessa área.

Os cálculos semi-probabilísticos substituem os cálculos probabilísticos por critérios que envolvem os valores característicos das resistências minorados por um coeficiente parcial de segurança das resistências e os valores característicos das solicitações majorados por um coeficiente parcial de segurança das solicitações. Nesses casos, a variabilidade dos fatores envolvidos é considerada tanto na determinação dos valores característicos das resistências e das solicitações, quanto na definição dos respectivos coeficientes parciais de segurança.

2.1.3.4 Avaliação experimental

Os resultados das inspeções e a análise dos danos existentes e de suas possíveis causas podem determinar a necessidade de avaliar a qualidade dos materiais empregados, ou de analisar o comportamento real da estrutura [42] e [43].

Para avaliar o estado em que se encontram os materiais, podem ser utilizados ensaios não-destrutivos (esclerometria, ultra-som, raio-x, medição de potencial eletroquímico, medição de profundidade de carbonatação, entre outros) e ensaios destrutivos (retirada de amostras dos materiais para verificação de resistência mecânica).

Para avaliar o comportamento real da estrutura podem ser feitas medições de deslocamentos com a estrutura descarregada, para conhecimento do seu estado geral, e medições com a estrutura carregada, para verificação do seu comportamento. A estrutura também pode ser instrumentada para realização de ensaios dinâmicos específicos, ou para monitoração contínua.

2.1.3.5 Estabelecimento de rotas alternativas

A necessidade de adoção de rotas alternativas se impõe no caso de passagem de veículos com cargas especiais e no caso de situações emergenciais, como colapso da estrutura. Em qualquer dos casos, os custos inerentes devem ser computados e podem contribuir para tomada de decisão quanto à conveniência de manutenção da estrutura em condições adequadas.

2.1.3.5.1 Passagem de veículos com cargas especiais

A passagem de veículos com cargas especiais deve ser precedida de autorização prévia, após análise inicial de capacidade de carga da ponte através de processos simplificados. Se necessária, a avaliação da capacidade de carga deverá ser refinada com utilização de resultados de ensaios das características dos materiais empregados e das características específicas do carregamento previsto.

2.1.3.5.2 Situações emergenciais

No caso de acidente grave, colapso da estrutura, por exemplo, uma rota alternativa para o escoamento do tráfego deve estar prevista, com definição clara do percurso e sua respectiva extensão.

2.1.4 Intervenções

São ações voltadas principalmente para o prolongamento da vida útil da estrutura, através de reparos, proteção superficial, substituição de materiais e reforço ou mesmo à substituição da estrutura.

2.1.4.1 Reparos

São intervenções, em sua maioria de pequena monta, como eliminação de danos superficiais localizados, injeções de fissuras e obturações, voltadas para evitar sua evolução e conseqüente deterioração.

2.1.4.2 Tratamento superficial

Utilizada quando o meio é agressivo. É o caso da realcalinização do concreto superficial para recuperação de sua capacidade passivadora, através do uso de eletrólito a base de hidróxido de cálcio e aplicação de diferenças elevadas de potencial; da remoção de cloro, através do uso de eletrólitos à base de solução de carbonato de sódio e aplicação de diferença de potencial, para postergar seu ataque às armaduras em estruturas submetidas a névoa salina, e do uso de proteções catódicas por ânodo de sacrifício com utilização de ligas de zinco, alumínio ou magnésio. Também são usadas coberturas e membranas como barreiras contra o ataque direto do meio.

2.1.4.3 Substituição de materiais

Em situações em que os materiais encontram-se muito deteriorados é possível substituí-los por materiais novos, de modo a restabelecer as condições para as quais a estrutura foi projetada. É o caso de concreto e armadura deteriorados que podem comprometer a capacidade resistente da obra.

2.1.4.4 Reforço ou substituição

Para as situações em que a deterioração dos materiais ocorre em obras projetadas com trem-tipo inferior ao vigente, em geral a substituição dos materiais é acompanhada de acréscimo de material resistente para adaptá-la às novas condições de tráfego, mantendo o comportamento estrutural inicial ou alterando-o, através de redistribuição de esforços.

2.2 Aspectos econômicos

Em um sistema de gestão de pontes, mesmo dispondo de todas as informações de engenharia quanto ao que precisa ser feito – construção de novas obras, manutenção, reparação e eventualmente substituição, no todo ou em parte, de obras existentes – a decisão final sobre o que, como, quando e onde fazer depende da existência de recursos, sempre insuficientes, mesmo nos países ricos, o que exige priorização das intervenções.

Em termos econômicos faz-se necessária uma análise de custo-benefício da intervenção que considere a importância econômica da região, as consequências de uma possível interrupção de tráfego para o escoamento da produção e para o deslocamento das pessoas, no caso de obras existentes, ou a construção de novas obras para atender a novos pólos de desenvolvimento como zonas portuárias, polos petroquímicos e ampliação de fronteiras agrícolas.

2.3 Aspectos relacionados à gestão das informações

Os termos *dados* e *informações* são empregados indistintamente embora sejam diferentes, segundo [44]. Enquanto os *dados* são fatos no seu estado natural, sem nenhuma análise, as *informações* são dados transformados em algo mais significativo. Os dados das pontes quando analisados convenientemente podem ser transformados em informações valiosas para o sistema de gestão.

2.3.1 Banco de dados

A base de um sistema de gestão de pontes são os dados obtidos sobre as mesmas. Os dados constam de arquivos com projetos e suas memórias descritivas, de documentos relativos à execução das obras, como caracterização e controle dos materiais envolvidos, ou de resultados de inspeções realizadas ao longo de suas existências. Todos os dados disponíveis sobre as obras existentes no sistema constituem o banco de dados, sendo necessário um *software* que acesse esses dados armazenados sob os mais diversos formatos (texto, tabelas, imagens, gráficos, modelos matemáticos, sistemas de informações geográficas, entre outros), possibilite a análise dos dados nele contidos e a emissão de relatórios consubstanciados, sejam com análises estatísticas, ou com resultados de modelos de avaliação da vida útil, que subsidiem as tomadas de decisão. Quanto mais detalhados forem os dados, melhores poderão ser as informações deles obtidas.

2.3.2 Modelos de deterioração

As estruturas de pontes de concreto podem sofrer processos diversificados de deterioração, sejam no concreto (delaminações, reação álcali-agregado, fissuras, entre outras) seja na armadura (corrosão causada por carbonatação do concreto de recobrimento ou por presença de íons cloro, entre outros).

A busca por modelos que considerem esses efeitos na avaliação da condição das estruturas, de modo a adotar critérios confiáveis, para o estabelecimento de condições mínimas de funcionamento em serviço, ainda dependem de resultados de laboratórios, obtidos em condições muito específicas e estão muito distantes de atingir seu objetivo.

As imagens de pontes distribuídas por todo o país que apresentam corrosão da armadura longitudinal, obtidas nas inspeções realizadas no âmbito do SGO (ver item 5.3), com idades entre 42 e 51 anos, indicam que o percentual de corrosão da primeira camada é baixo, mesmo considerando a completa exposição da armadura causada por insuficiência de recobrimento.

A redução da área da seção transversal das barras longitudinais, conforme apresentado em 2.1.3.2.3, 2.1.3.2.4 e 2.1.3.2.5, possibilita avaliar a real dimensão do seu efeito na capacidade resistente da estrutura relativa à flexão das longarinas.

2.3.3 Emissão de relatórios

O objetivo maior de um sistema de gestão de pontes é fazer com que os dados existentes sobre as pontes possam ser analisados de modo a possibilitar a tomada de decisão sobre o que, como e quando fazer durante a operacionalização do sistema. O *software* de controle deve ser capaz de executar as análises de acordo com os interesses dos gestores e de disponibilizar os resultados de forma amigável, seja por meio impresso ou por meio digital.

2.4 Aspectos políticos

A operacionalização de um sistema de gestão de pontes requer a definição da origem dos recursos necessários para tal fim. Essa definição passa obrigatoriamente pela aprovação de leis que garantam o fluxo contínuo de recursos, para evitar a interrupção das ações previstas e possibilitar o registro das informações, sem solução de continuidade para as análises posteriores.

A legislação brasileira para o setor rodoviário teve seu marco mais significativo com o Decreto-Lei No 8.463, de 27 de dezembro de 1945 (Lei Maurício Joppert) [6], que reorganizou o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) e criou o Fundo Rodoviário Nacional (FRN), formado com recursos do Imposto Único sobre Lubrificantes Líquidos e Gasosos (IULCLG), que era distribuído entre as três esferas de governo, Federal, Estaduais e Municipais.

Outras fontes de recursos foram criadas posteriormente. Entre as mais significativas encontram-se:

- o Imposto sobre o Transporte Rodoviário de Passageiros, instituído através do Decreto-Lei No 284/67, de 28 de fevereiro de 1967 [45];
- a partir de 27 de agosto de 1969, com o Decreto-Lei N^o791 [46], foi autorizada a cobrança de pedágio em determinados segmentos da malha federal de rodovias (BR-

- 116, BR-101, BR-493/BR-116 e BR-040). Dessas, a mais significativa fica na BR-101, a Ponte Presidente Costa e Silva, mais conhecida como Ponte Rio – Niterói;
- a TRU - Taxa Rodoviária Única, através do Decreto Lei Nº 999, de 21 de outubro de 1969 [47], visando eliminar o problema da múltipla tributação, uma vez que era permitida às unidades da federação a cobrança de taxas de registro e licenciamento de veículos, em substituição à taxa federal, cujo valor não podia exceder a 2% do valor venal do veículo;
 - o Imposto sobre os Serviços de Transporte Rodoviário Intermunicipal e Interestadual de Passageiros e Cargas, correspondente a 5% do valor do serviço, através do Decreto Lei No 1.438, de 26 de dezembro de 1975 [48];
 - recursos provenientes de transferências gerais dos Tesouros Nacional, Estaduais e Municipais, oriundos da cobrança de outros tributos e da emissão tanto de títulos públicos quanto de moeda, além do Imposto de Renda Pessoa Física e Jurídica (IRPFJ), Imposto sobre Produtos Industrializados (IPI), Imposto Único sobre Minerais (IUM), Imposto de Importação, Imposto de Exportação e Royalties, no âmbito Federal. No âmbito Estadual o Imposto sobre Circulação de Mercadorias (ICM), o Imposto Territorial Rural (ITR) e o Imposto sobre Transmissão Causa Mortis e Doação (ITCD). Na esfera municipal o Imposto sobre Serviços de Qualquer Natureza (ISSQN), o Imposto sobre Transações de Bens Imóveis (ITBI) – por ato oneroso inter vivos - e o Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU);
 - operações de crédito interno, através do Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES), e externo, através do Banco Internacional para Reconstrução e Desenvolvimento (BIRD) e Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID);
 - a partir de 1982 o IULCLG, a TRU e o ISTR passaram a não ter destinação específica para o setor rodoviário federal;
 - em 1985 foram iniciadas as alterações nas principais fontes de financiamento do setor rodoviário nacional, através de emenda constitucional que extinguiu a TRU, de competência Federal, e criou o Imposto sobre Propriedade de Veículos Automotores (IPVA), de competência Estadual. Além disso, estendeu a distribuição do Imposto sobre Transportes (IST), criado em substituição ao ISTR, para Estados e Municípios;

- com a reforma tributária aprovada com a Constituição Federal de 1988, o IULCLG e o IST foram incorporados ao novo Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços (ICMS), de competência Estadual;
- a Portaria N^o742, de 31 de julho de 1991 [49], do Ministério da Economia, Fazenda e Planejamento, iniciou a cobrança do Imposto sobre a Importação de Petróleo Óleo, visando arrecadar recursos para o financiamento da infra-estrutura rodoviária federal. Mas não havia garantia de que esses recursos seriam usados na manutenção e segurança das rodovias federais, dependia de decisão política;
- instituição da Contribuição de Intervenção no Domínio Econômico (CIDE), através da Lei No 10.336, de 19 de dezembro de 2001 [50], que incide sobre importação e comercialização de petróleo e de seus derivados e de álcool etílico combustível;
- criado o Fundo Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, através da Lei No 10.636, de 30 de dezembro de 2002 [51], destinado a financiar programas de investimentos em infra-estrutura de transportes com recursos originários da CIDE.

A distribuição dos recursos destinados à infra-estrutura rodoviária no período de 1980 a 1991, apresentado na figura 2.112, expõe com clareza a dependência de todo sistema a decisões de natureza política, uma vez que a parcela mais significativa da receita é oriunda das Dotações do Tesouro Nacional [52].

Considerando que o sistema de rodovias brasileiras contempla rodovias federais, estaduais e municipais, submetidas ou não a regime de concessão, a gestão do sistema de pontes como um todo necessita de um arranjo de financiamento de recursos oriundos das três esferas de poder e dos usuários, com regras claras de aporte e aplicação desses recursos.

A título de comparação, mesmo considerando o custo médio de tabuleiro de ponte a R\$4.000,00/m², o montante de recursos relativos aos 3,98 milhões de metros quadrados de tabuleiro das pontes das rodovias federais, construídos a partir de 1900, equivalem à metade da extinta Contribuição Provisória sobre Movimentação Financeira (CPMF) de um ano, o que reforça o sentimento da necessidade de viabilizar recursos para infra-estrutura a partir de ações políticas.

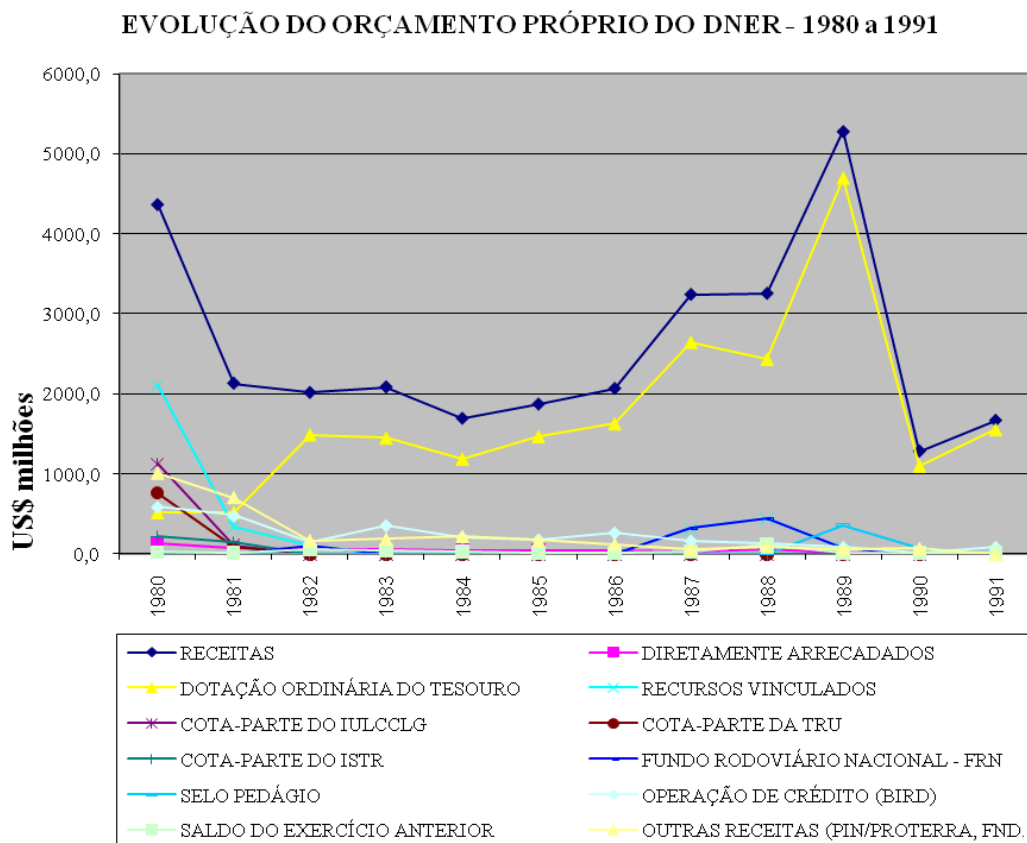


Figura 2.112 – Evolução das receitas do DNER de 1980 a 1991, obtido em [49]

2.4.1 Envolvimento das entidades de classe

As entidades de classe, Associações, Institutos, Sindicatos e especialmente o Sistema CONFEA – Conselho Federal de Engenharia, Arquitetura e Agronomia / CREA – Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia, com suas representações em cada Estado, podem e devem fazer gestões junto aos legisladores no sentido de sensibilizá-los quanto à importância da manutenção e ampliação da infra-estrutura rodoviária existente para fazer frente aos anseios de desenvolvimento do país.

2.4.2 Alocação de recursos

A alocação de recursos para projeto, construção e manutenção das pontes está vinculada aos recursos globais destinados à infra-estrutura de transportes, que dependem de uma legislação que dá margem a muitas negociações de natureza política. Isto interfere diretamente na eficácia do sistema como um todo, uma vez que gera descontinuidades e má distribuição na aplicação dos recursos por falta de elementos que subsidiem sua aplicação. Em consequência, sofrem os usuários com a falta de qualidade dos serviços prestados.

2.5 Aspectos educacionais

A formação dos estudantes de engenharia civil está voltada principalmente para o projeto e execução de obras novas, dando ênfase ao controle de qualidade dos materiais empregados, às metodologias construtivas e às novas técnicas de análise estrutural. Muito pouco, ou quase nada, está voltado para o comportamento das obras em situação de serviço, para os danos por elas sofridos e sua repercussão na durabilidade e nos custos.

A análise dos resultados de inspeções pode despertar no estudante a importância para a atenção com os detalhes de projeto, para os aspectos relacionados à construção e sua boa execução, e ainda para incutir na mente de cada um que as obras não são eternas e precisam de cuidados de manutenção e recuperação, o que contribuiria para uma mudança cultural gradativa no meio técnico.

A compreensão de um sistema de gestão de pontes amplia a capacidade do estudante de visualizar a multiplicidade de conhecimentos envolvidos na execução e manutenção das estruturas de maneira geral e das pontes em particular.

2.5.1 Nível de graduação

Em nível de graduação, sugere-se inicialmente a inclusão de uma disciplina optativa, de livre escolha dos estudantes, com carga horária total de 45 horas, onde

fosse possível apresentar as noções básicas de gestão de pontes, desde a formação do inventário à análise de resultados de inspeções, com ênfase na interdisciplinaridade.

2.5.2 Nível de pós-graduação

Em nível de pós-graduação, é possível tratar o sistema de gestão de pontes através de uma primeira etapa básica, de formação geral, e de uma segunda etapa em que situações específicas da gestão de pontes teriam um desenvolvimento mais aprofundado, principalmente através de tecnologias inovadoras.

2.6 Impactos ambientais

Todo empreendimento rodoviário deve atender às exigências previstas na legislação ambiental, que compreende o licenciamento ambiental, a elaboração de estudos ambientais e a participação da sociedade através de audiências públicas [53], [54], [55] e [56].

2.6.1 Licenciamento Ambiental

O licenciamento ambiental é constituído de diversas fases:

- Requerimento de Licença, para a obtenção do termo de referência para a elaboração dos estudos ambientais, solicitado na fase de concepção do projeto.
- Licença Prévia, obtida após a aprovação do estudo ambiental, para atestar a viabilidade da obra sob o ponto de vista ambiental, solicitado na fase de projeto básico de engenharia.
- Licença de instalação, para autorizar a implantação da obra, solicitada na fase de projeto executivo.
- Autorização de Supressão de Vegetação, para remoção da cobertura vegetal das áreas sob intervenção, solicitada após a aprovação do inventário florestal, solicitada na fase de projeto executivo.

- Gerenciamento e Supervisão Ambiental, para garantir a execução do plano básico ambiental e a conformidade ambiental da obra, que ocorre na fase de execução da obra.
- Licença de Operação, para atestar a conformidade ambiental da obra pronta.

2.6.2 Elaboração de Estudos Ambientais

Os estudos ambientais pressupõem a realização de Estudo de Impacto Ambiental (EIA) com a elaboração do respectivo Relatório de Impacto Ambiental (RIMA) e a elaboração do Plano Básico Ambiental (PBA).

2.6.2.1 EIA / RIMA

Nesta parte dos estudos ambientais são analisadas as alternativas tecnológicas e de locação (confrontando-as com a hipótese de não execução da obra), são identificados e avaliados sistematicamente os impactos gerados nas fases de implantação e operação da obra, são definidas as áreas que poderão sofrer influência direta e indireta da obra, são considerados planos e programas governamentais propostos e em implantação na área de influência da obra, é feito um diagnóstico ambiental com relação aos meios físico, biótico e sócio-econômico, são analisados os impactos ambientais da obra e suas alternativas, são definidas medidas mitigadoras e são elaborados programas de acompanhamento e monitoramento.

2.6.2.2 Plano Básico Ambiental

No plano básico ambiental devem ser previstos os controles sobre as atividades de construção, sobre segurança e saúde da mão-de-obra, sobre os processos erosivos e de instabilidades e ainda sobre a emissão de ruídos, gases e material particulado. Devem ser previstas as recuperações de áreas degradadas, da vegetação natural e do paisagismo, e ainda do passivo ambiental. Deve ser considerada a proteção à fauna, à flora e ao patrimônio histórico, artístico e arqueológico. Deve ser previsto o monitoramento dos corpos hídricos. Deve-se cuidar da preservação da cultura (índios,

quilombolas). Deve ainda ser prevista a necessidade de desapropriação e reassentamento da população de baixa renda.

2.6.2.3 Participação da Sociedade

A participação da sociedade ocorre através de audiências públicas, onde se discute o RIMA, através de programas de comunicação social, ou ainda através de programas de educação ambiental.

Como as fases do licenciamento ambiental e do requerimento de licença à autorização de supressão de vegetação levam no mínimo 12 meses para análise e liberação pelos órgãos responsáveis (IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente / OEMA - Órgãos Estaduais do Meio Ambiente), é compreensível que o impacto ambiental seja um aspecto a ser levado em consideração na elaboração de um sistema de gestão de pontes.

3 PRINCIPAIS SISTEMAS DE GESTÃO DE PONTES DESENVOLVIDOS NO MUNDO

Os sistemas de gestão de pontes existentes em todo o mundo, embora tenham no geral uma concepção semelhante, diferenciam-se em razão de peculiaridades locais relativas ao clima, às condições econômicas, às características da malha de rodovias e mesmo à cultura da região. Numa região de clima frio, por exemplo, onde saís são usados para degelo, a preocupação com os detalhes construtivos e com as consequências de seu uso na durabilidade das pontes assume uma importância muito grande, diferentemente de outras regiões em que essa prática não precise ser adotada.

3.1 Estados Unidos da América

Desde sempre as atenções dos pesquisadores foram direcionadas para a concepção, projeto e construção das estruturas, consideradas, em princípio, como se eternas fossem. O avanço na idade das estruturas acarretando variações nas características mecânicas dos materiais, as variações dos carregamentos ao longo do tempo e suas consequências para o comportamento e segurança só passaram a ser consideradas como importantes, no caso das pontes, a partir do colapso da Silver Bridge, ponte construída em 1928 sobre o rio Ohio, entre Point Pleasant, West Virginia, e Kanauga, Ohio, nos Estados Unidos, ocorrido em 15 de dezembro de 1967, tendo vitimado 55 pessoas (46 mortas e 9 gravemente feridas), figura 3.1 [57].

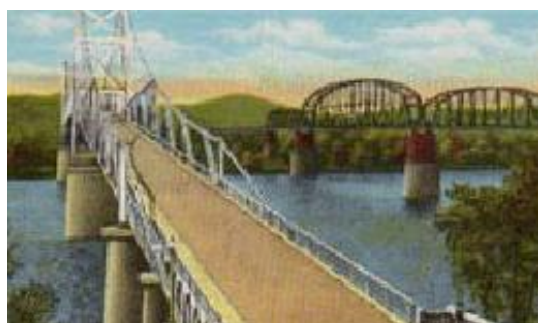


Figura 3.1 - Silver Bridge, antes e após o acidente de 1967

Tratava-se de uma ponte pênsil metálica, com 681,0 m de extensão (vão central com 213,0 m), suspensa por barras metálicas com olhais, em forma de corrente, interligadas com pinos metálicos.

Após 39 anos de funcionamento, fenômenos desconhecidos à época da construção, como a corrosão sob tensão combinada com fadiga em meio agressivo, provocaram o rompimento de um dos olhais e a conseqüente ruína da estrutura.

A comoção provocada por esse colapso e suas consequências tanto econômicas quanto em vidas humanas despertou o interesse nacional para a necessidade das inspeções de manutenção e segurança das pontes e desencadeou uma série de ações que resultaram nos atuais sistemas de gestão de pontes, entre as quais [58]:

- em 1968 o Congresso Nacional dos Estados Unidos exigiu que a Secretaria de Transportes estabelecesse um padrão nacional de inspeção de pontes, através do “Federal Highway Act of 1968”;

- em 1971 foi criado o “National Bridge Inspection Standards (NBIS)”, voltado para o sistema de rodovias federais, que estabeleceu uma política nacional considerando procedimentos de inspeção, frequência das inspeções, qualificação de pessoal, relatórios de inspeção, manutenção do “State Bridge Inventory (NBI), e foram publicados três manuais:

- 1) “Bridge Inspector’s Training Manual 70 – FHWA” (Manual 70), que estabelecia o padrão para o treinamento dos inspetores.

- 2) “Manual for Maintenance Inspection of Bridges – AASHTO”, que serviu de padrão para garantir a uniformidade dos procedimentos e da política para a caracterização das condições físicas, necessidades de manutenção e da capacidade de carga das pontes rodoviárias.

- 3) “Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation’s Bridges – FHWA” (Coding Guide), que estabelecia orientações para avaliação e codificação dos dados das pontes.

- publicação do “Surface Transportation Assistance Act of 1978”, que estabeleceu os recursos necessários para recuperações e novas construções e exigiu que todas as pontes acima de 6,0m de comprimento fossem inspecionadas e inventariadas de acordo com a NBIS. Pontes não inspecionadas e não inventariadas de acordo com a

NBIS ficariam inabilitadas para obtenção de recursos do programa especial de substituição.

- em 1978 foi revisado o “Manual for Maintenance Inspection of Bridges – AASHTO”

- em 1979 foram revisados o NBIS e o Coding Guide – FHWA.

- em 1988 foi publicado o “Scour at Bridges – FHWA”

Até o final dos anos 1980 as atenções estavam voltadas para o registro das características das pontes e seu estado de funcionamento. Ainda não havia uma concepção definida para um sistema de gestão de pontes (Bridge Management System – BMS).

A partir de 1991 foi desenvolvido o sistema de gestão PONTIS, sob patrocínio da FHWA, para auxiliar a agência de transportes na tomada de decisão quanto à manutenção, recuperação e substituição de estruturas, sendo atualmente licenciado pela AASHTO e adotado em 90% dos estados americanos e em outros países.

O sistema dispõe de um banco de dados relacional, com base em diversas plataformas, entre as quais a do Microsoft SQL Server e a do ORACLE®, com as informações referentes ao inventário e às avaliações, bem como às condições dos elementos de cada ponte. Subsidiava na formulação de estratégias de conservação e otimiza a aplicação dos recursos orçamentários, em geral inferiores às reais necessidades da malha de rodovias.

Simultaneamente o National Cooperative Highway Research Program – NCHRP, do Transportation Research Board – TRB desenvolveu o BRIDGIT, a partir de 1992. Inicialmente projetado para pequenos inventários, é coerente com as especificações da FHWA. Trata-se de um sistema com vários módulos que permitem armazenar e alterar dados dos inventários, das inspeções e de informações sobre manutenção.

Em 1991 foram providenciados recursos financeiros para manutenção, reparos e recuperação de pontes através do International Surface Transportation Efficiency Act – ISTEA, que exigiu de cada estado um BMS até outubro de 1995 (esta exigência foi revogada posteriormente).

Em 1994 foi revisado o “Manual for Condition Evaluation of Bridges – AASHTO”.

Em 1995 foi revisado o “Coding Guide – FHWA”.

Em 1995 foi revisado o “Manual 70” que passou a ser denominado “Manual 90”.

Em 1995 o National Highway System (NHS) Act revogou a exigência do BMS para cada estado. Entretanto, muitos estados continuaram a implementar o PONTIS.

Em 2002 foi divulgado o “Bridge Inspector’s Reference Manual (BIRM) – FHWA”, versão revista e ampliada do Manual 90.

Atualmente está sendo implementado o Bridge Inspection Training Program. A tecnologia usada para inspecionar e avaliar os elementos e os materiais das pontes foi significativamente aprimorada. As áreas de ênfase do programa de inspeção de pontes estão mudando e expandindo à medida que novos problemas aparecem. Os guias de inspeção têm sido aperfeiçoados para aumentar a uniformidade e a consistência das inspeções. Os dados das inspeções têm sido fundamentais numa variedade de análises e decisões das agências.

Todo o sistema de gestão de pontes dos Estados Unidos da América está fortemente baseado em leis nacionais para o estabelecimento de um padrão nacional de inspeção e avaliação das pontes e das fontes de financiamento para sua viabilização de forma contínua, bem como na elaboração de manuais de inspeção e avaliação e de manuais de treinamento de pessoal voltados para a uniformização de procedimentos [59].

3.2 Alemanha

A Alemanha, país com 357.000 km² de superfície, possui 626.248 km de rodovias. Do total, 53.014 km são rodovias federais, nas quais existem 37.110 pontes com um total de 24,79 milhões de m² de tabuleiro.

O sistema de gestão de pontes da Alemanha é supervisionado pelo Bundesanstalt für Straßenwesen, BASt (Instituto Federal de Pesquisas Rodoviárias), cujo modelo básico encontra-se na figura 3.2 [60].

As informações relativas à malha de rodovias, às estruturas, aos danos existentes nas estruturas, às necessidades de manutenção, às condições de tráfego, aos acidentes e aos custos compõem um banco de dados. O sistema estabelece um programa de intervenções, com os requisitos e opções possíveis, a partir da análise das

restrições impostas (orçamentária, ambiental), dos custos para os proprietários e usuários, da avaliação de condição das estruturas, de previsões de como as estruturas deterioram com o tempo e das diversas alternativas disponíveis.

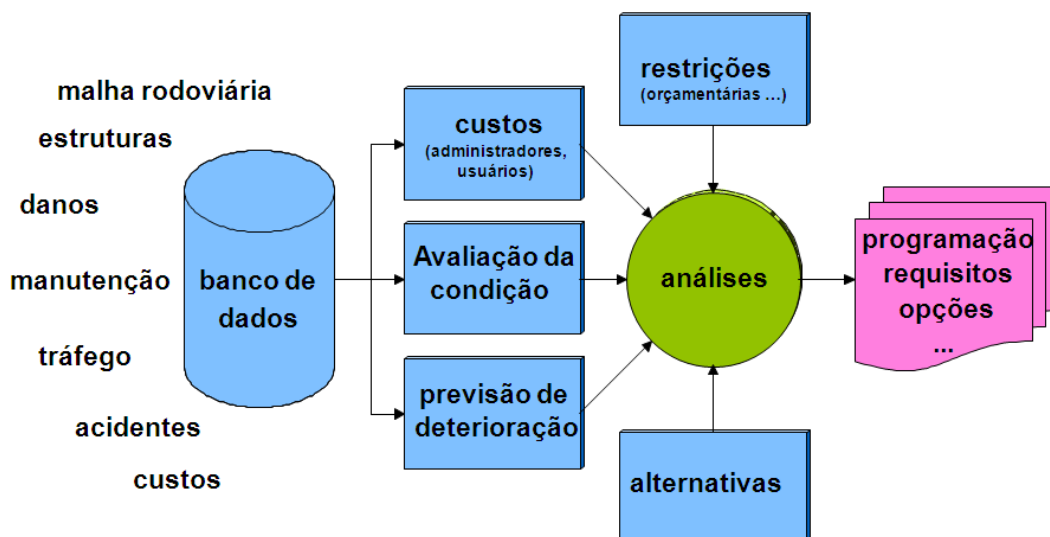


Figura 3.2 – Modelo básico de gestão de pontes da Alemanha

O sistema de gestão de pontes da Alemanha é composto de quatro módulos:

Módulo BMS-MV - diz respeito a especificidades de cada ponte e estabelece procedimentos técnicos para cada dano observado. Além disso, adota procedimentos para minimizar o custo global das intervenções possíveis, considerado um período de seis anos, envolvendo a combinação de várias alternativas em termos de estratégias de manutenção.

Módulo BMS-MB – compara os benefícios econômicos de cada estratégia de manutenção, principalmente considerando a diferença entre os custos para o usuário de utilizar ou não os procedimentos recomendáveis para cada caso. Os resultados são direcionados para a análise do conjunto de pontes correspondentes à malha de rodovias ou a trechos específicos dela.

Módulo BMS-EP - é responsável pela escolha do melhor conjunto de estratégias para todas as pontes para um período de seis anos. O principal objetivo deste módulo consiste em alcançar o melhor estado geral de todas as pontes da malha de rodovias, dado um determinado cenário orçamentário para cada ano, ou para determinar o

orçamento necessário para atingir o nível ótimo de qualidade de todas as pontes da malha de rodovias.

Módulo BMS-SB - é destinado à previsão dos custos de manutenção para médio e longo prazo, baseados no estado atual das pontes.

Os defeitos mais significativos encontrados nas pontes, como corrosão de armadura devido à proteção inadequada contra saís de degelo, defeitos de projeto e construção, componentes defeituosos (apoios, juntas, sistema de drenagem), danos provocados por impacto de veículos na infra-estrutura, danos provocados por fogo, danos provocados por enchentes e sobre carregamento, estão relacionados em duas publicações do Ministério dos Transportes de 1982 e 1994 [61].

A avaliação do nível de deterioração das pontes baseia-se em três parâmetros: de segurança estrutural (S), de segurança de tráfego (V) e de durabilidade (D). Os parâmetros variam de **0** (*elemento estrutural em muito boa condição*) a **4** (*elemento estrutural em péssima condição, necessitando de intervenção imediata*). A avaliação da ponte é feita a partir de uma matriz de tripla entrada (S, V e D) aplicada a cada elemento da ponte, com base na DIN-1076 [62] e no RI-EBW-Prüf [61], conforme ilustra o exemplo da figura 3.3 [63], baseado nas informações da tabela 3.1:

Especificação da deterioração	S	V	D	Nota Técnica
Aberturas de fissuras <0,2 mm para superestruturas de concreto protendido (em regiões de emendas)	2	0	2	2,3
Aberturas de fissuras 0,2- <0,4 mm para superestruturas de concreto protendido (em regiões de emendas)	2	0	3	2,8
Aberturas de fissuras >0,4 mm para superestruturas de concreto protendido (em regiões de emendas)	2	0	4	3,3

Tabela 3.1 – Exemplo de aplicação de nota técnica no sistema alemão

O grande diferencial do sistema alemão é o nível de importância atribuído à infra-estrutura rodoviária como indutora do desenvolvimento, aliada a uma cultura voltada para o registro de todos os fatos que possam contribuir para avaliação do comportamento das pontes e de seus componentes ao longo do tempo.

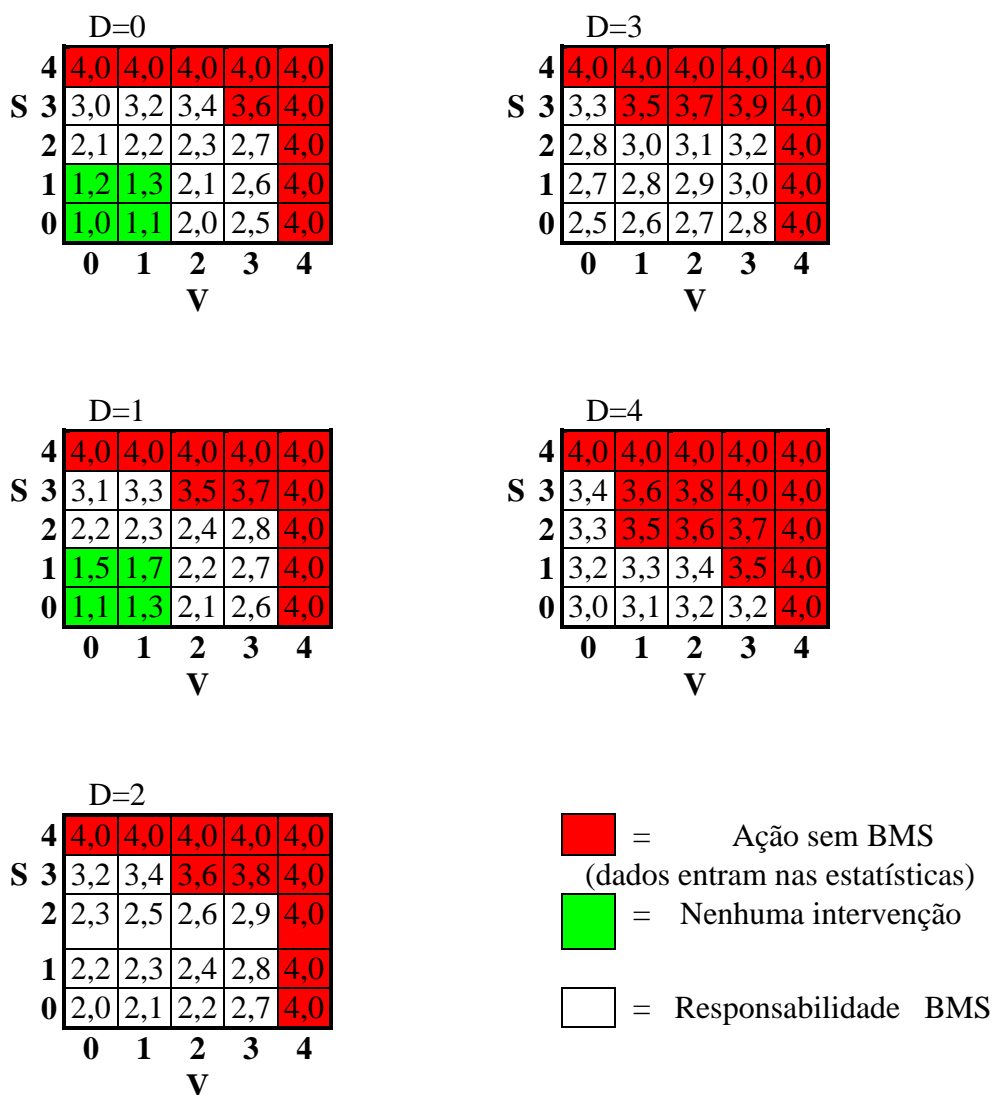


Figura 3.3 – Matriz de aplicação da nota técnica no sistema de gestão de pontes alemão

O registro e a análise de todas as informações sobre as pontes alemãs são feitos através do SIB-BAUWERKE, *software* especialmente desenvolvido para esta finalidade. A figura 3.4 apresenta a tela principal e a figura 3.5 uma tela típica do SIB-BAUWERKE [12].



Figura 3.4 – Tela principal do SIB-Bauwerke

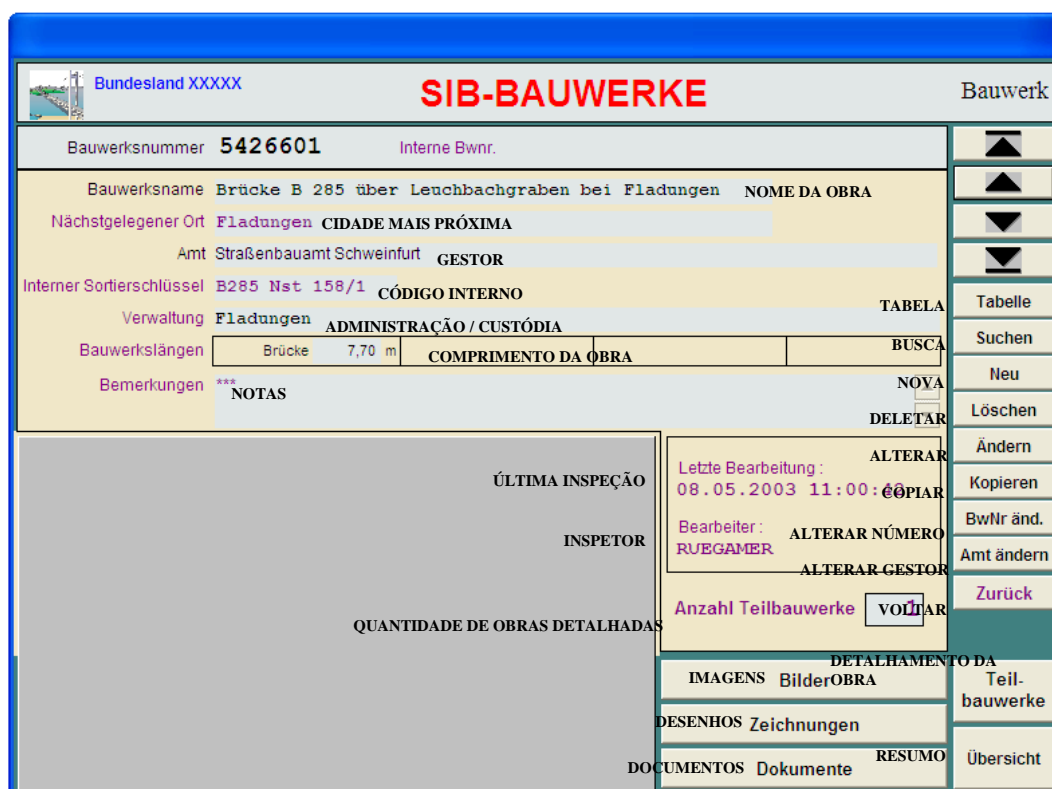


Figura 3.5 – Tela típica do SIB-Bauwerke para acesso às informações sobre as obras

3.3 Reino Unido

O primeiro programa de avaliação de pontes do Reino Unido (Operation Bridgeguard) foi criado nos anos 1960, para identificar os pontos de maior risco para reforço e substituição [10].

O Departamento de Transportes desenvolveu em meados dos anos 1970 o “National Structures Database (NATS)”. Posteriormente, em 1987, lançou um programa sesquidecenal para recuperar e colocar em boas condições as pontes do Reino Unido e, em 1994, criou a agência executiva Highways Agency (HA).

Em 1998, foi publicado o “BA79 – The Management of Sub-standard Highway Structures”, um guia para avaliação da capacidade de carga das pontes, com cinco níveis de avaliação em ordem crescente de sofisticação.

O NATS foi substituído posteriormente pelo “SNIS - Structures Management Information System”, que proporciona informações do inventário e inspeções on-line, e faz a gestão de todas as atividades necessárias à manutenção ao longo da vida útil da estrutura.

3.4 França

Na França existem 235.000 pontes (vão>2m) distribuídas em 900.000 Km de rodovias. Desse total, 22.492 pontes, com 8.078.693 m² de tabuleiro, encontram-se distribuídas em 36.000 Km de rodovias controladas pelo estado.

A preocupação com a situação das pontes francesas repercutiu a partir do “Cycles d’Études des Ouvrages d’Art”, organizado em 1976, e que resultou, em 1978, no primeiro inventário de estruturas construídas entre 1971 e 1976 e, posteriormente, ao programa de inventário anual de novas pontes [10]. A partir de então se destacam:

- criação da seção responsável pela gestão das estruturas no Directions Départementales de l’Équipement;
- publicação de um instrumento-chave: “L’instruction Technique pour la Surveillance et L’Entretien des Ouvrages d’Art” , em 1979;
- desenvolvimento do “Image Qualité des Ouvrages d’Art – IQOA – Ponts”, em 1994, com a criação de catálogos de defeitos e informações sobre cada tipo de estrutura.

3.5 Brasil

No Brasil ainda não está consolidado o sentimento da necessidade de um sistema de gestão de pontes, menos por deficiência de natureza técnica do que de determinação política. Pelo menos duas iniciativas têm contribuído para alterar essa situação: a implantação do sistema de **Controle das Condições Estruturais, Funcionais e de Durabilidade das Obras de Arte Especiais**, da Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados de Transporte do Estado de São Paulo (ARTESP) e do **SGO - Sistema de Gestão de Obras**, do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), para as pontes das rodovias federais.

3.5.1 O Controle das Condições Estruturais, Funcionais e de Durabilidade das Obras de Arte Especiais – ARTESP

O governo do Estado de São Paulo, autorizado pelo artigo 175 da Constituição Federal de 1988, implantou através da lei nº. 9.361, de 05 de julho de 1996, o Programa Estadual de Desestatização. Com base nesta lei instituiu o Programa de Concessões Rodoviárias, iniciado a partir de 02 de março de 1998, com 3.500 km de rodovias concedidas a 12 empresas privadas por um prazo de 20 anos, período em que o contrato exige a manutenção e adequação da segurança e funcionalidade das obras de artes especiais, e ao final do qual as rodovias retornam ao controle do Estado.

Com o objetivo de estabelecer procedimentos que garantissem a manutenção e adequação da segurança e da funcionalidade das obras de arte até o término do contrato, a ARTESP definiu procedimentos para a elaboração de cadastro, inspeções de campo, ensaios, diagnósticos, definição de prioridades de intervenções, acompanhamento e registro de recuperações, avaliação do desempenho, planejamento e atualização dos dados, através do manual **Controle das Condições Estruturais, Funcionais e de Durabilidade das Obras de Arte Especiais**, emitido em 31 de maio de 1999 [8].

Para a ARTESP, o controle das obras de artes especiais existentes pressupõe a organização de um cadastro contendo informações de arquivos existentes, como o projeto original, os registros de construção da obra e possíveis alterações entre o

projeto original e o realmente executado, os registros de ensaios, os registros de ações temporárias (trocas de aparelhos de apoio), os registros de recuperações efetuadas (reparação, reforma e reforço), os registros de ocorrências acidentais (colisões de veículos), os registros oriundos das inspeções realizadas contemplando sua localização e designação, seus elementos geométricos, a tipologia estrutural, croquis e fotos.

Por ocasião da inspeção é realizado um diagnóstico para estabelecer um controle sobre o estado real de serviço das obras em termos de comportamento estrutural, de funcionalidade e de durabilidade, que possibilite estabelecer prioridades de intervenções em função do estado de degradação estrutural ou operacional. Para tanto são elencados os elementos de patologia, através da caracterização visual dos estados da estrutura (estado de fissuração, esmagamentos), da pista sobre a estrutura (drenagem, guarda-corpos) e de outros elementos de interesse (taludes, sinalização) com os respectivos elementos de terapia, e feita uma classificação segundo seu estado operacional (bom, regular e ruim) e urgenciamento (estimativa dos prazos máximos entre início e término das ações de recuperação – imediata, curto prazo, médio prazo e longo prazo).

3.5.2 O Sistema de Gestão de Obras – SGO (DNIT)

O Sistema de Gestão de Obras – SGO do DNIT [9], elaborado a partir de contrato com o Consórcio Pontis – Maia Melo, constituído pela Pontis Consultoria e Projetos Ltda, sediada no Rio de Janeiro - RJ, e a Maia Melo Engenharia Ltda, sediada em Recife – PE, é uma ferramenta de suporte ao gerenciamento das pontes da malha de rodovias federais, proposta para funcionar em rede, centralizada em Brasília e com terminais em cada uma das Superintendências Regionais do DNIT, com acesso controlado (figura 3.6).

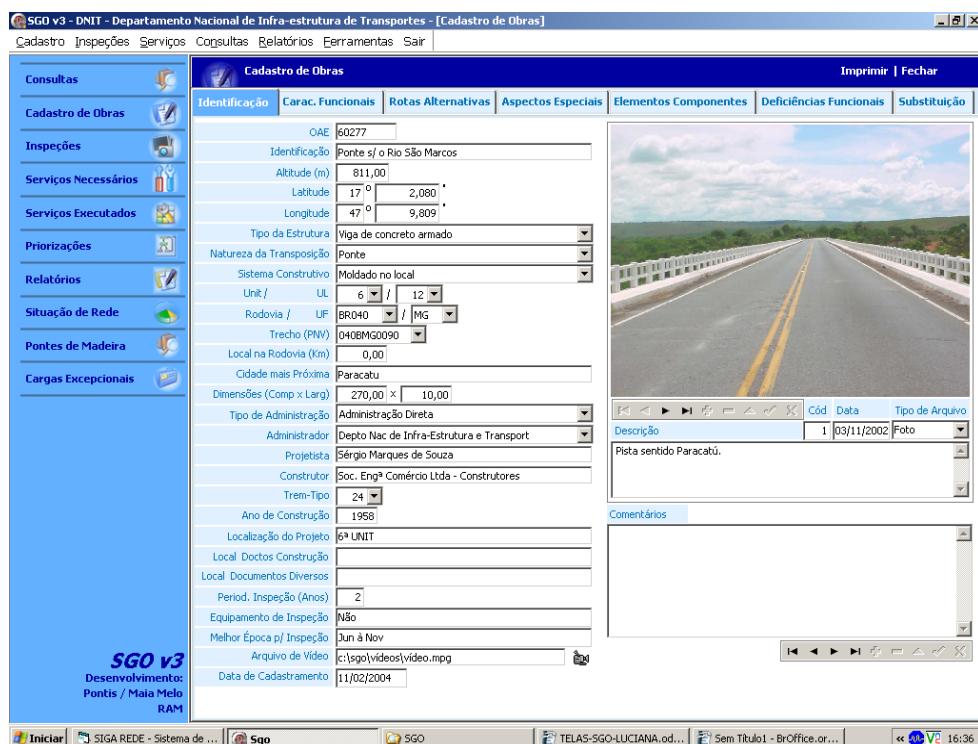


Figura 3.6 – Tela principal do SGO

A operacionalização do SGO consiste de uma série de procedimentos e rotinas voltados para a alimentação de um banco de dados, contendo o levantamento dos dados cadastrais e do levantamento de dados relativos às condições de segurança e de conservação das pontes, bem como à atualização permanente dessas informações através das Superintendências Regionais do DNIT. Os dados são obtidos a partir de inspeções cadastrais e rotineiras realizadas com base em recomendações e procedimentos técnicos contidos no Manual de Inspeções Rotineiras de Pontes Rodoviárias [9] que tomou como referência para sua elaboração o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias do DNIT [66].

O banco de dados contém um conjunto de informações relativas a:

- identificação da ponte através de uma série de campos como código da obra, nome, rodovia, unidade da federação, trecho do PNV, quilômetro em que a mesma se situa na rodovia, cidade mais próxima, tipo de estrutura, sistema construtivo, natureza da transposição, comprimento, largura, trem-tipo de projeto, ano de construção, tipo de administração, administrador, última inspeção, Superintendência Regional a que está vinculada e a Unidade Local correspondente, projetista, localização do projeto, construtor, localização dos documentos relativos à construção, localização de

documentos diversos, equipamentos necessários à inspeção, periodicidade das inspeções, melhor época para realização das inspeções, endereço de arquivo de vídeo, fotos, croquis, data de cadastramento e comentários.

- características funcionais das pontes, como o tipo de região, rampa máxima, tipo de traçado, raio da curva, largura total da pista, número de faixas, largura da faixa, larguras dos acostamentos esquerdos e direitos, larguras das calçadas esquerdas e direitas, gabaritos horizontais e verticais, volume médio de tráfego diário (VMD), número de vãos e descrição dos vãos.

- rotas alternativas, no caso de colapso ou de passagem de cargas excepcionais, com o respectivo acréscimo de percurso.

- aspectos especiais como a frequência e intensidade das cargas.

- elementos estruturais que compõem a ponte e sobre suas deficiências funcionais.

- registro, no caso de pontes de madeira, da existência ou não de projeto de substituição e de seu custo estimado.

- registro dos resultados das inspeções realizadas, com a caracterização da condição de estabilidade em BOA (nota técnica **5 – Obra Sem Problema**, nota técnica **4 – Obra Sem Problemas Sérios e nota técnica **3 – Obra Potencialmente Problemática**), SOFRÍVEL (nota técnica **2 – Obra Problema**) e PRECÁRIA (nota técnica **1 – Obra Crítica**). A nota técnica da ponte corresponde à menor nota atribuída a cada um de seus elementos.**

- caracterização da condição de conservação em BOA/REGULAR, SOFRÍVEL e PRECÁRIA.

A partir das informações constantes do banco de dados é possível consultar sobre uma determinada ponte, usando como busca o seu código, o seu nome, a unidade da federação, a unidade local, a rodovia, ou o trecho da rodovia, e saber sobre as características de identificação, inspeções realizadas, inspeções vencidas, obras problemáticas, obras para observação, estado de conservação, avaliação por elemento, insuficiências, danos, serviços necessários e visualizar a ponte através de vídeo, fotos e croquis. É possível ainda estabelecer prioridades para recuperação e manutenção das obras em função das notas técnicas atribuídas; selecionar os serviços de recuperação, manutenção e melhoramento necessários; controlar os serviços executados; apresentar

a situação das pontes da rede de rodovias federais e emitir relatórios sobre cadastro, inspeções e serviços.

O SGO, que deveria ter sido implantado a partir de 2003, não chegou a funcionar por completo, uma vez que as Superintendências Regionais do DNIT não tiveram acesso em rede para inclusão e atualização dos dados, as inspeções restringiram-se às 1.210 pontes inicialmente contratadas, e estas, que deveriam manter uma periodicidade de dois anos entre as inspeções, nunca mais foram inspecionadas.

3.6 BRIME – uma Proposta de Unificação de Sistema de Gestão de Pontes na Europa

O BRIME – Bridge Management in Europe é um projeto financiado pelo *European Commission Directorate General for Transport* e pelas agências responsáveis pelas malhas de rodovias da Alemanha, Eslovênia, Espanha, França, Noruega e Reino Unido, voltado para o desenvolvimento de um sistema de gestão de pontes para a malha de rodovias da Europa, englobando aspectos como a avaliação da condição da estrutura, verificação de sua capacidade de carga, acompanhamento da velocidade de deterioração, acompanhamento da vida útil dos reparos, avaliação da sua importância para o tráfego e prospecção sobre a sua vida residual [11]. Esse projeto foi desenvolvido de janeiro de 1998 a dezembro de 1999 e o relatório final saiu em março de 2001.

4 PANORAMA DA REDE DE RODOVIAS BRASILEIRAS

A Lei Nº 5.917, de 10 de setembro de 1973, que aprovou o Plano Nacional de Viação (PNV) [64], estabeleceu que o sistema rodoviário nacional é constituído pelo conjunto dos sistemas rodoviários federal, estaduais e municipais, contemplando rodovias planejadas, rodovias não-pavimentadas (em leito natural, em obras de implantação, implantadas e em obras de pavimentação) e rodovias pavimentadas, com um total de 1.769.160 Km. A figura 4.1 apresenta a distribuição das rodovias planejadas, não-pavimentadas e pavimentadas federais, estaduais e municipais brasileiras segundo o PNV2006 [5]. Os 196.279 Km de rodovias pavimentadas, correspondentes a apenas 11% do total, evidenciam o quanto precisa ser feito para dotar o país de uma infra-estrutura rodoviária adequada.

DISTRIBUIÇÃO DAS RODOVIAS FEDERAIS, ESTADUAIS E MUNICIPAIS BRASILEIRAS - PNV2006

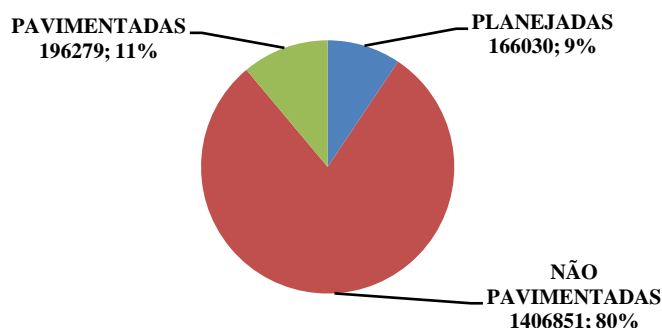
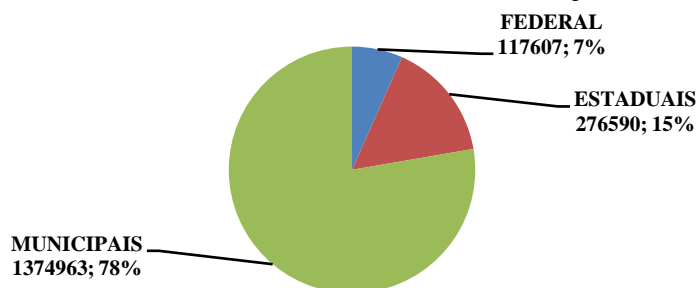


Figura 4.1 – Distribuição das rodovias federais, estaduais e municipais brasileiras

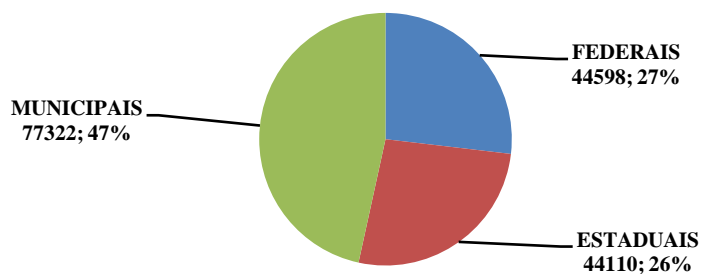
Dos 1.406.851,6 Km de rodovias não pavimentadas, 1.147.539,0 Km são em leito natural, 1.139,9 Km estão em obras de implantação, 245.240,5 Km estão implantadas e 12.932,2 Km estão em obras de pavimentação.

A figura 4.2 apresenta a distribuição dos 1.769.160 Km de rodovias planejadas, não-pavimentadas e pavimentadas segundo as jurisdições federal, estaduais e municipais e detalha a participação de cada esfera de jurisdição por tipo de rodovia.

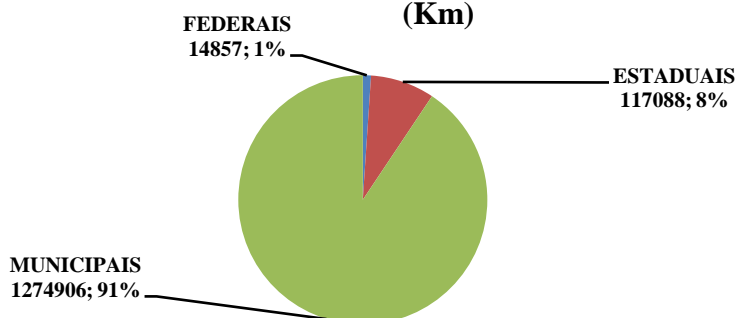
TOTAL DE RODOVIAS POR JURISDIÇÃO (Km)



RODOVIAS PLANEJADAS POR JURISDIÇÃO (Km)



RODOVIAS NÃO-PAVIMENTADAS POR JURISDIÇÃO (Km)



RODOVIAS PAVIMENTADAS POR JURISDIÇÃO (Km)

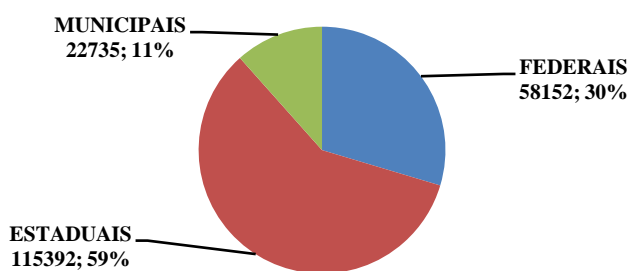


Figura 4.2 (a) a (d) – Distribuição das rodovias planejadas, não-pavimentadas e pavimentadas segundo as jurisdições

Dos 1.406.851 Km de rodovias existentes não-pavimentadas, 91% são municipais, 8% são estaduais e apenas 1% são federais. Dos 196.279 km de rodovias pavimentadas, 115.392 km (59%) são estaduais, 58.152 km (30%) são federais e 22.735 km (11%) são municipais.

As figuras 4.3, 4.4 e 4.5 apresentam, respectivamente, as distribuições das extensões das rodovias pavimentadas federais, estaduais e municipais, por estado, com destaque para os investimentos feitos pelos municípios paulistas e paranaenses nesse setor.

As figuras 4.6 e 4.7 apresentam as distribuições das extensões de todas as rodovias pavimentadas brasileiras por estado e as suas relações com as áreas territoriais, respectivamente.

As figuras de 4.3 a 4.7 apresentam um panorama da distribuição da rede de rodovias brasileiras, do que foi feito e do muito que precisa ser feito. A manutenção do que existe e a construção do que precisa ser construído exigem que os recursos destinados a este setor, sempre muito inferiores às reais necessidades, sejam usados de forma mais racional possível.

EXTENSÕES DAS RODOVIAS FEDERAIS PAVIMENTADAS POR ESTADO (Km)

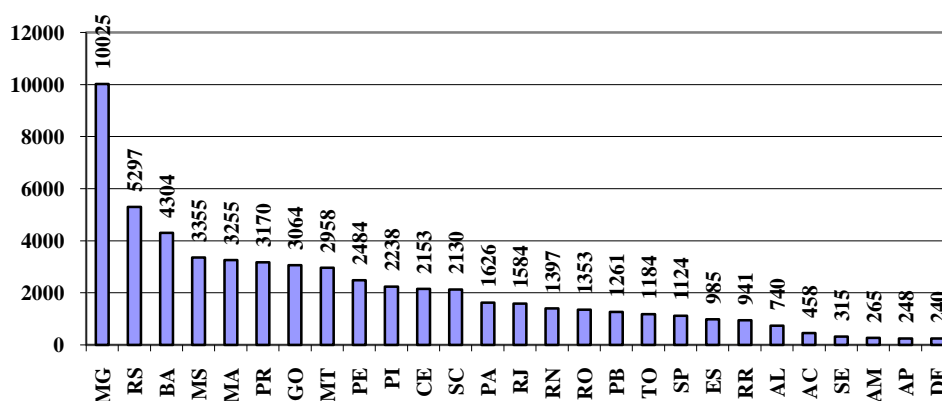


Figura 4.3 – Distribuição das rodovias federais pavimentadas por estado

EXTENSÕES DAS RODOVIAS ESTADUAIS PAVIMENTADAS POR ESTADO (Km)

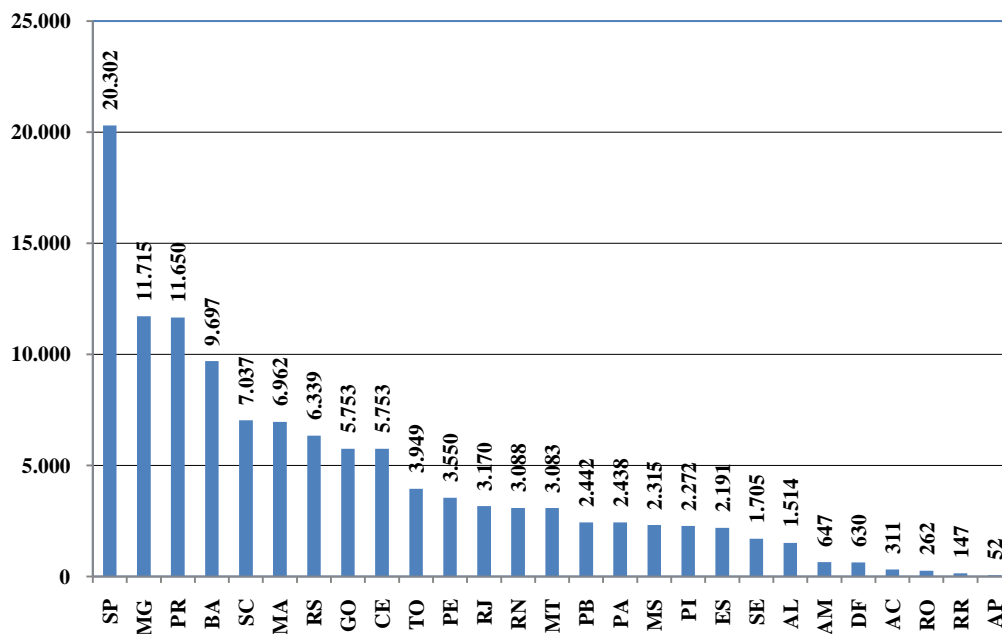


Figura 4.4 – Distribuição das rodovias estaduais pavimentadas por estado

EXTENSÃO DAS RODOVIAS MUNICIPAIS PAVIMENTADAS (Km)

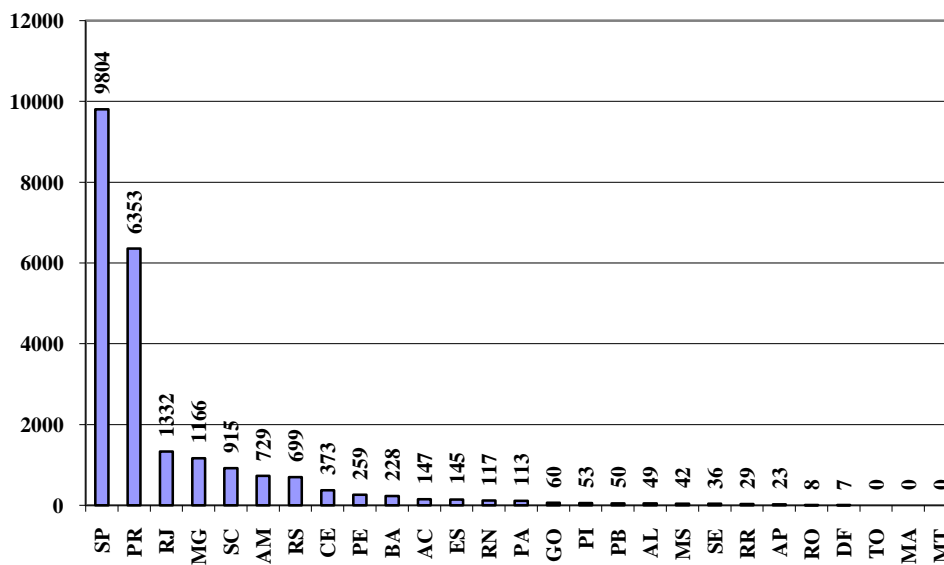


Figura 4.5 – Distribuição das rodovias municipais pavimentadas por estado

EXTENSÃO DAS RODOVIAS PAVIMENTADAS POR ESTADO (Km)

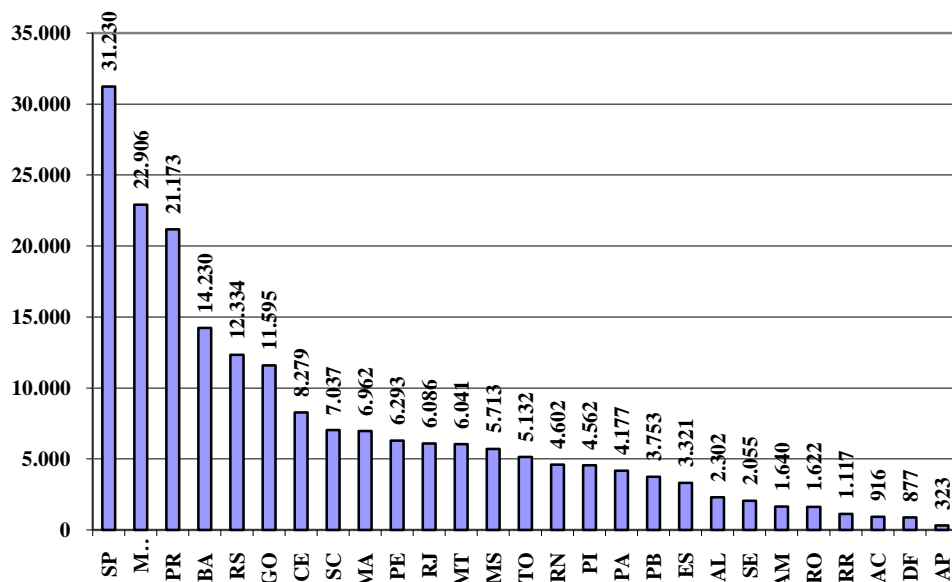


Figura 4.6 – Distribuição das rodovias pavimentadas por estado

RELAÇÃO (EXTENSÃO DE RODOVIAS PAVIMENTADAS / ÁREA TERRITORIAL) POR ESTADO

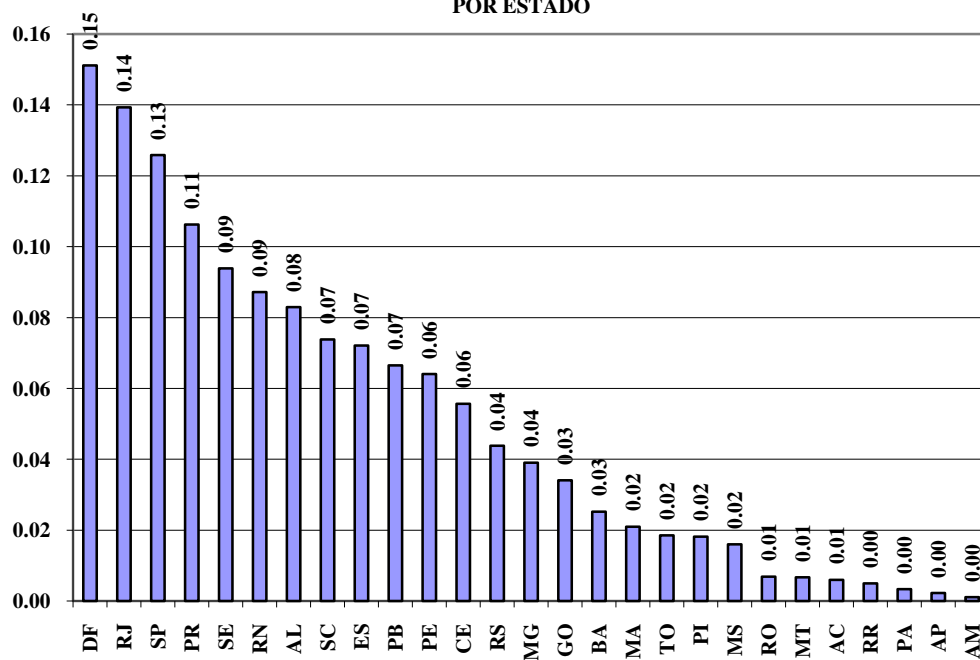


Figura 4.7 – Relação (extensão de rodovias pavimentadas / área territorial) por estado

As rodovias federais, estaduais e municipais apresentam níveis de gestão absolutamente distintos, com uma legislação que estabelece origens diversas para os recursos, o que torna a gestão desse patrimônio uma tarefa extremamente difícil, quando se pretende utilizar critérios menos subjetivos para tomadas de decisão.

Por falta de informações mínimas sobre as pontes pertencentes às redes de rodovias estaduais e municipais, optou-se por trabalhar as informações obtidas sobre as pontes da rede de rodovias federais.

5 SITUAÇÃO DAS PONTES DAS RODOVIAS FEDERAIS BRASILEIRAS

5.1 A Rede de Rodovias Federais Brasileiras

A distribuição das rodovias federais brasileiras, segundo o PNV2006 [5], é apresentada na figura 5.1.

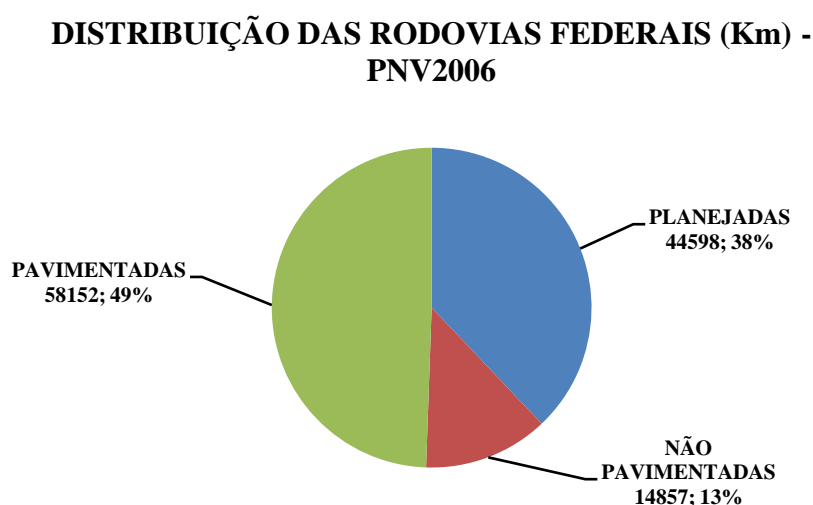


Figura 5.1 – Distribuição das rodovias federais

As rodovias federais pavimentadas somam 58.152,0 Km e dos 14.857,0 Km de rodovias federais não pavimentadas, 1.548,2 Km são em leito natural, 306,2 Km estão em obras de implantação, 8.539,0 Km estão implantadas e 4.463,6 Km estão em obras de pavimentação.

5.2 Informações Básicas sobre as Pontes das Rodovias Federais

As informações sobre as pontes das rodovias federais foram obtidas através do DNIT, em Brasília - DF, da Superintendência Regional do DNIT no Piauí, do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), no Rio de Janeiro - RJ, da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), em Brasília - DF, das empresas CONCEPA, CON CER, CRT, ECOSUL, NOVADUTRA e PONTE S.A.,

responsáveis pelas rodovias federais em regime de concessão, da CEL Engenharia S/C Ltda, de São Paulo - SP e RECONCRET – Recuperação e Construção Ltda, de Teresina - PI, e constituem um cadastro com 5.619 pontes. Os níveis de informação sobre as pontes são os mais variados, desde pontes para as quais constam apenas o seu nome, localização, extensão e largura, a pontes com informações mais detalhadas, incluindo resultados de inspeções realizadas, croquis e fotos.

Os 73.009,0 Km de rodovias federais brasileiras, pavimentadas e não pavimentadas, distribuídos conforme a figura 5.2 [5], possuem 5.619 pontes construídas principalmente a partir da década de 40 do século passado.

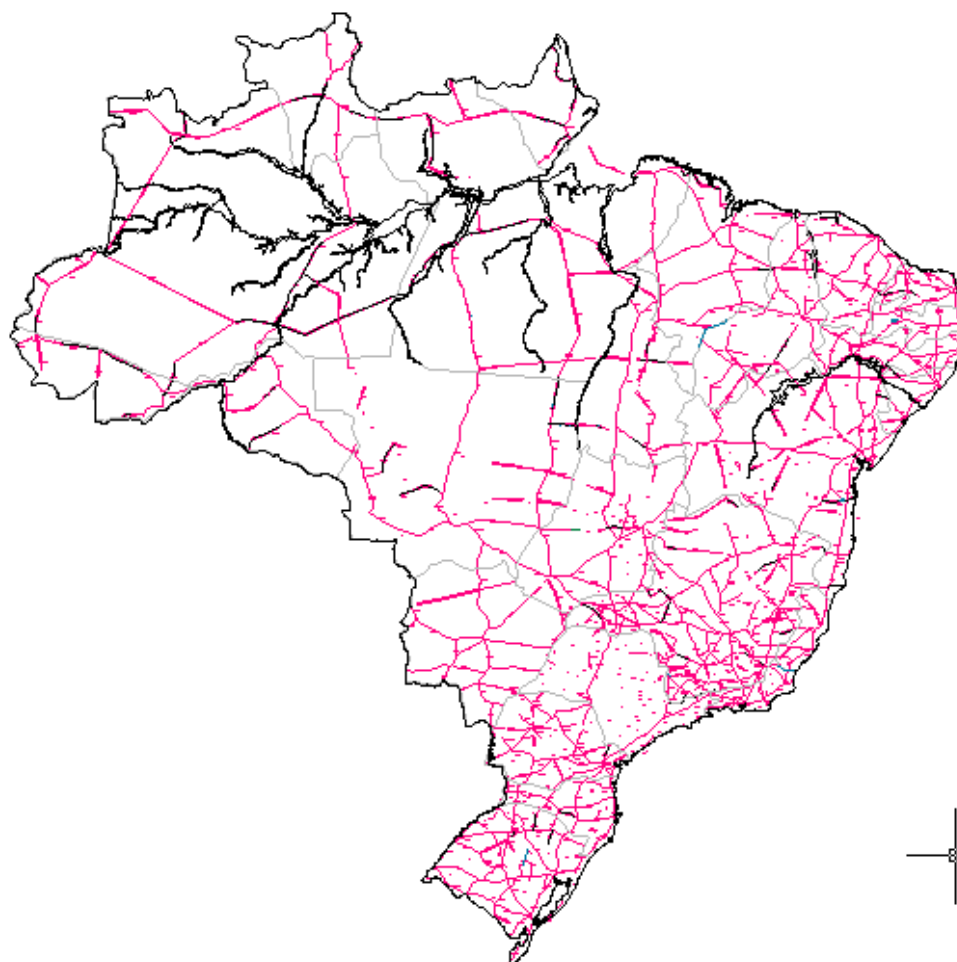


Figura 5.2 – Distribuição das rodovias federais, segundo [5]

A distribuição das áreas de tabuleiro por Superintendência Regional do DNIT encontra-se na figura 5.3, onde se observa maior concentração nos estados do Rio de

Janeiro, com grande participação da ponte Rio - Niterói, Rio Grande do Sul, Minas Gerais, São Paulo, Santa Catarina, Pernambuco e Bahia.

Dos 3,98 milhões de m² de área de tabuleiro das pontes das rodovias federais brasileiras, 1,75 milhões de m² (44% do total) correspondem a 2.316 pontes para as quais não são conhecidos os anos de construção (ou simplesmente não foram informados). As figuras 5.4 e 5.5 apresentam, respectivamente, as distribuições do número de pontes e da área de tabuleiro das pontes construídas, por ano de construção. Nesta ficam evidenciados os períodos de maior e menor investimento nesse setor, destacando-se:

- o impacto positivo da Lei Maurício Joppert (1945).
- o período do Presidente Juscelino Kubitschek (1956 a 1960).
- o período revolucionário iniciado em 1964, em particular a construção da Ponte Rio-Niterói (1974).
- o impacto negativo da mudança de legislação que alterou completamente a matriz de financiamento do setor, a partir da Constituição de 1988.
- a retomada de investimento no período do Presidente Fernando Henrique Cardoso (1994 a 2002).

Nas figuras 5.6 e 5.7 são apresentadas as áreas de tabuleiro e o número de pontes por faixas de idade, destacando-se que 2.313 dessas pontes, correspondentes a 35% da área total de tabuleiro, têm idades desconhecidas ou não informadas. É possível que a grande maioria das pontes com idades desconhecidas correspondam a idades mais avançadas devido à dificuldade de obtenção de informações sobre as mesmas.

Nas figuras 5.8 e 5.9 são apresentadas as distribuições das áreas de tabuleiro e do número de pontes por faixa de idade, excluídas as pontes com idades desconhecidas, que evidenciam a existência de 64% da área de tabuleiro, correspondentes a 70% do número de pontes, com idade superior a 30 anos, a partir da qual há naturalmente um crescimento significativo das patologias [65].

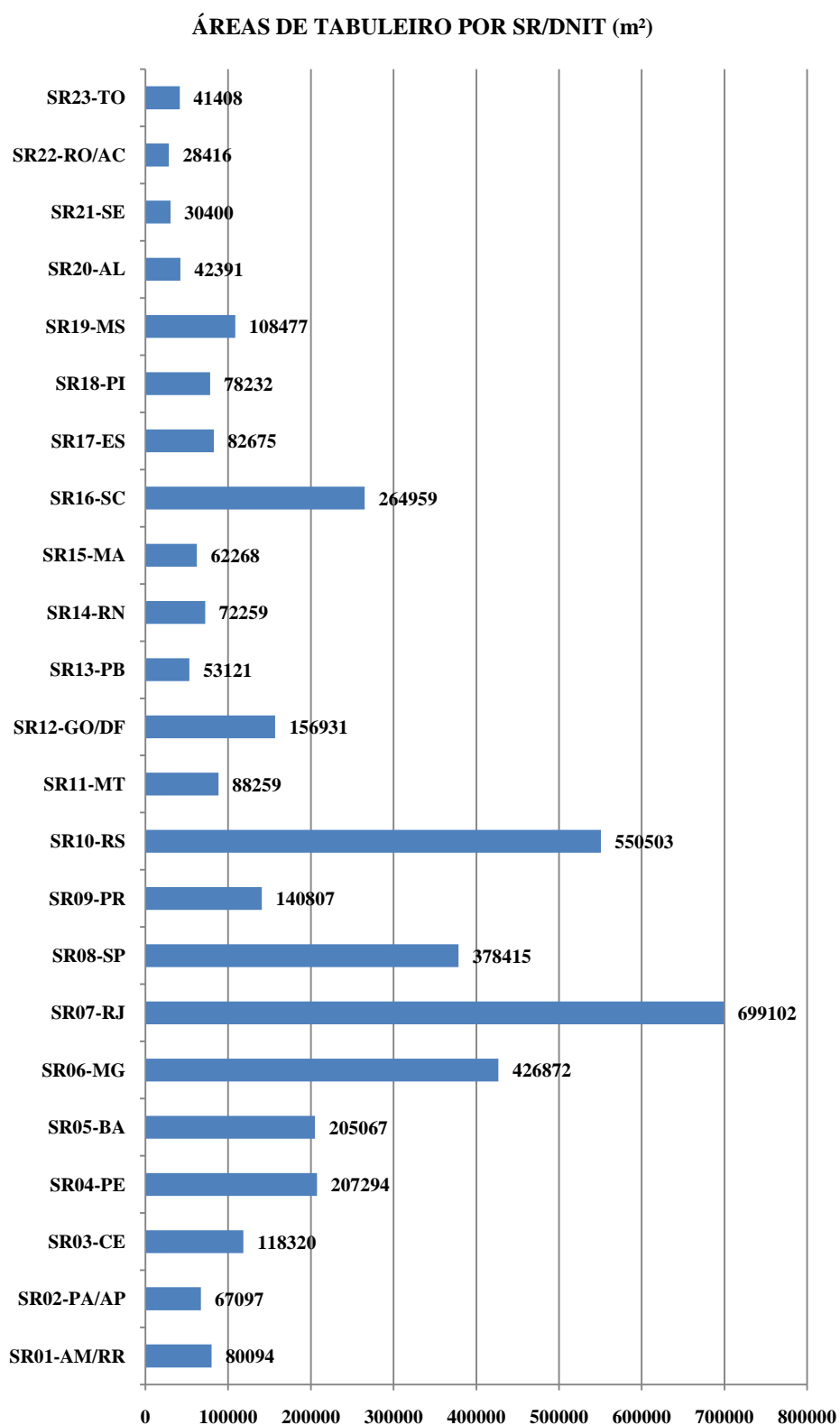


Figura 5.3 – Distribuição das áreas de tabuleiro por Superintendência Regional do DNIT (m²)

NÚMERO DE PONTES POR ANO DE CONSTRUÇÃO

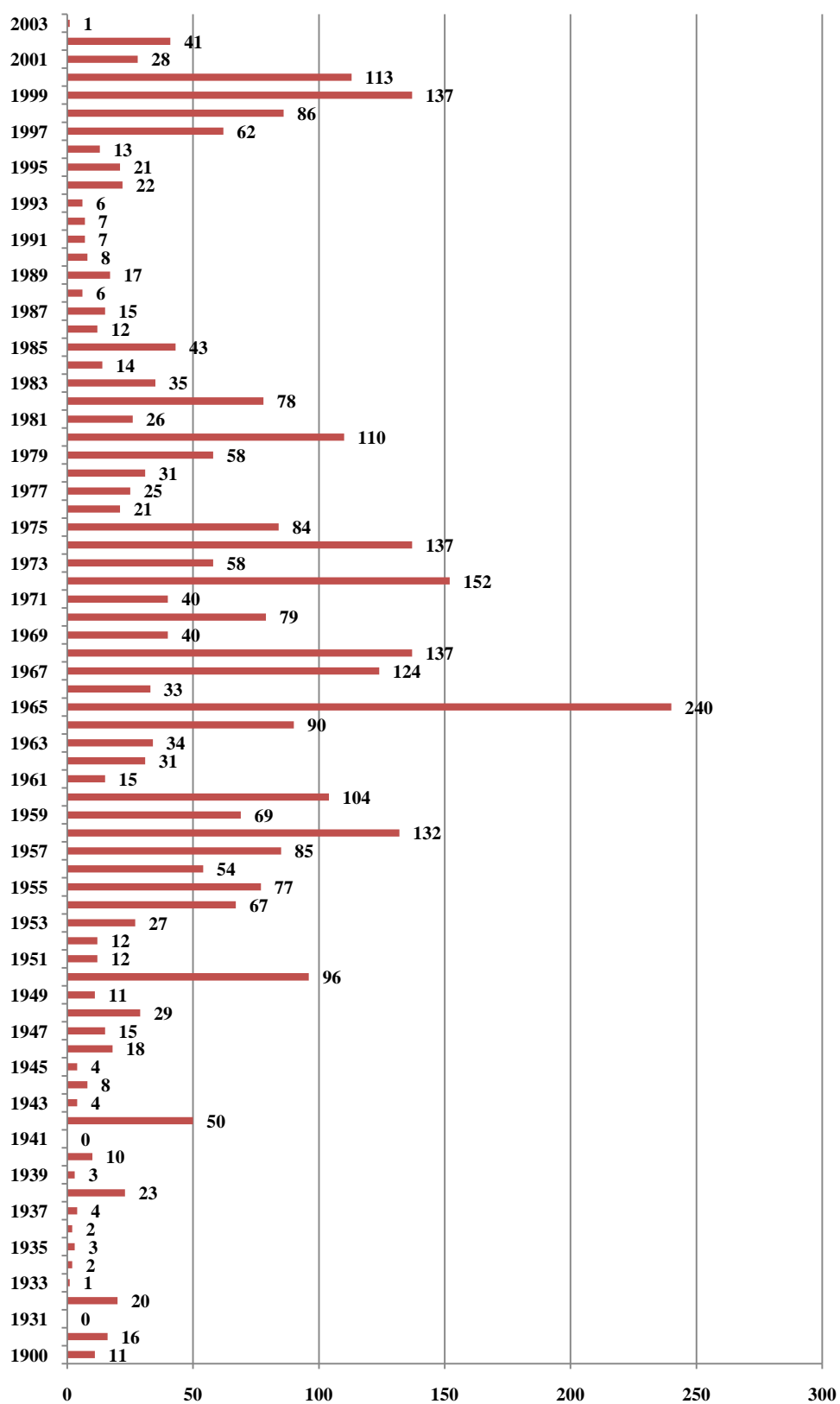


Figura 5.4 – Distribuição do número de pontes por ano de construção

ÁREA DE TABULEIRO POR ANO DE CONSTRUÇÃO (m²)

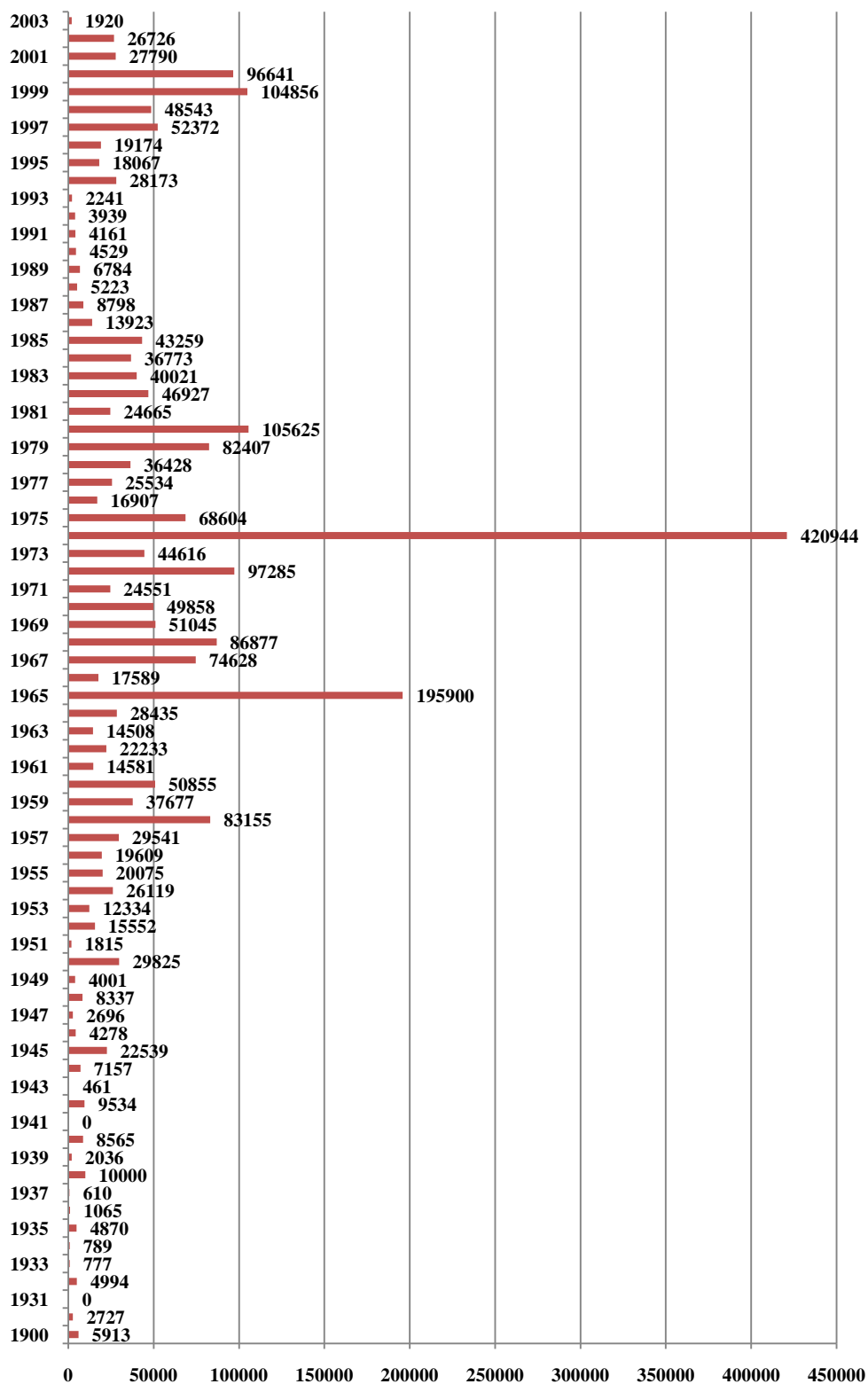


Figura 5.5 – Distribuição das áreas de tabuleiro das pontes por ano de construção

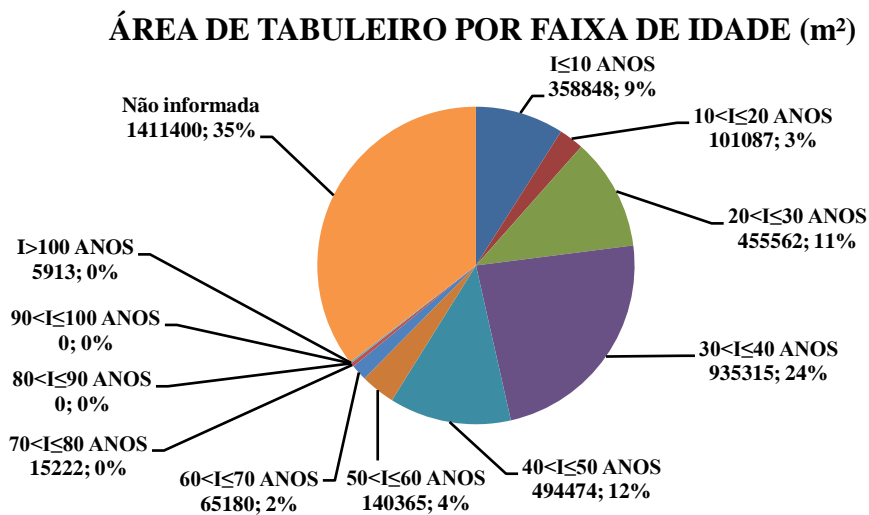


Figura 5.6 – Distribuição das áreas de tabuleiro das pontes por faixas de idade

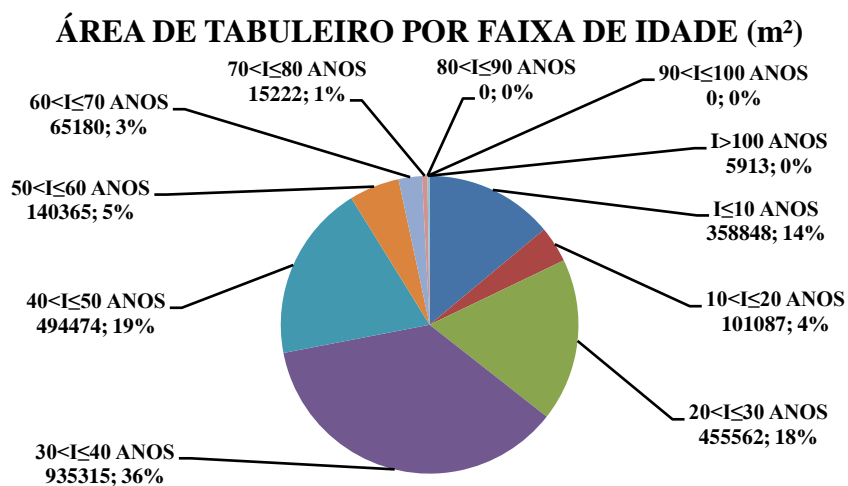


Figura 5.7 – Distribuição das áreas de tabuleiro das pontes por faixas de idade, excluídas as não informadas

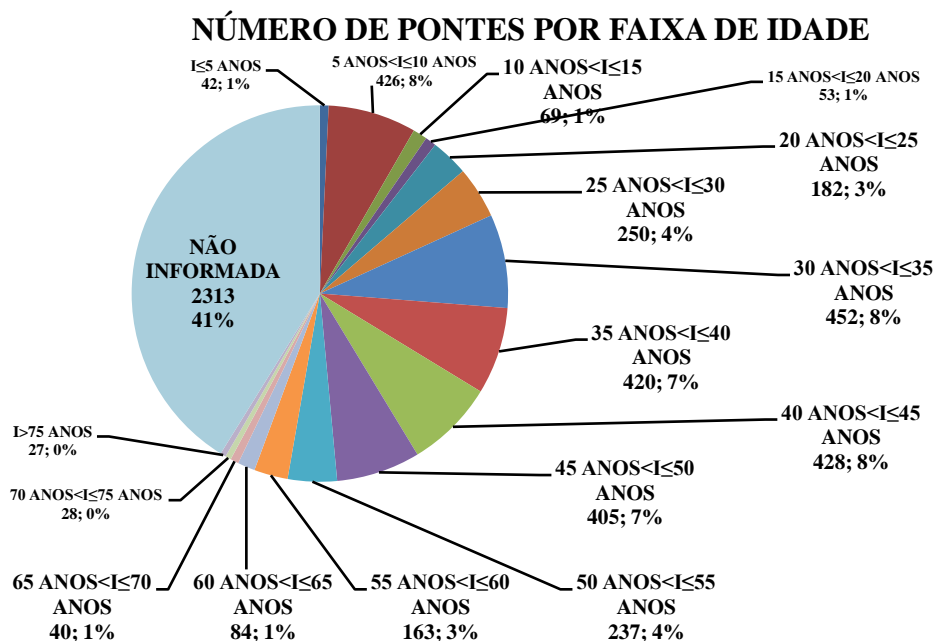


Figura 5.8 – Distribuição do número de pontes por faixas de idade

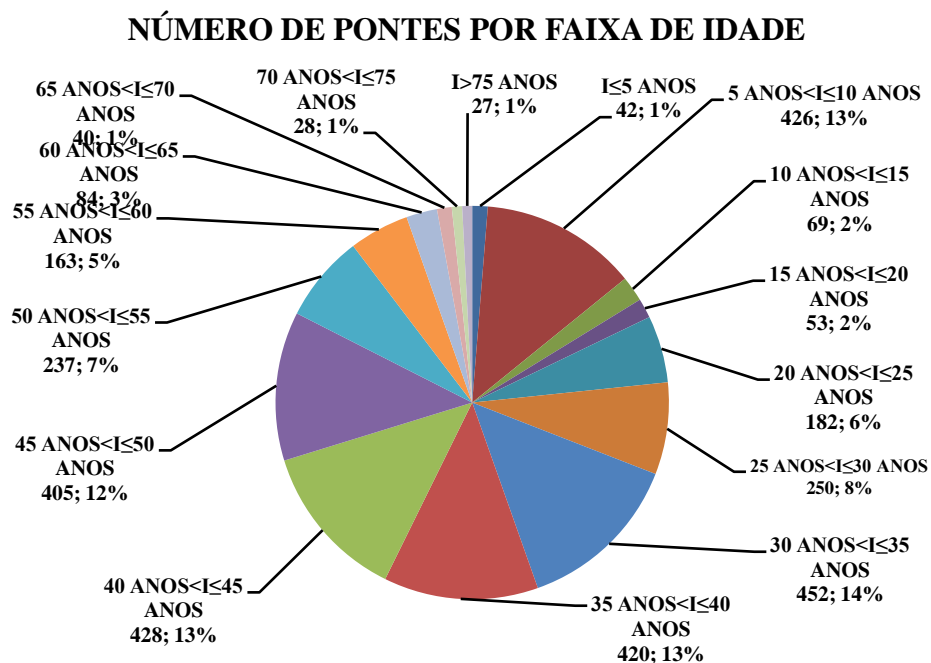


Figura 5.9 – Distribuição do número de pontes por faixas de idade, excluídas as não informadas

O elevado número de pontes para as quais se desconhece (ou não foi informado) o ano de construção constitui apenas uma mostra das dificuldades encontradas para uma análise mais detalhada da situação existente, e uma evidência do pouco caso dispensado ao registro das informações.

As pontes das rodovias federais possuem extensão total de 376.803 m, distribuída por faixas de extensão conforme a figura 5.10, destacando-se as 3.516 pontes com extensão igual ou inferior a 50m, correspondentes a 63 % do número de pontes e somente a 24% da área total de tabuleiro. Em média, as pontes possuem 67,1m de extensão.

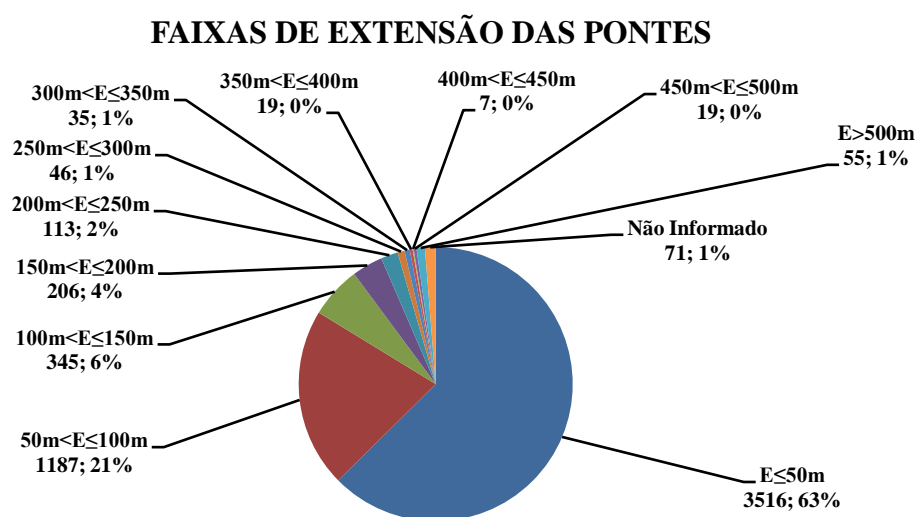


Figura 5.10 – Distribuição do número de pontes por faixas de extensão

A figura 5.11 apresenta a distribuição das pontes por faixas de largura, das quais 4.676 (83%) podem ser consideradas estreitas em relação ao padrão em vigor a partir de 1985, cuja largura total é de 12,40m. As pontes possuem largura total média de 10,0m.

FAIXAS DE LARGURA DAS PONTES

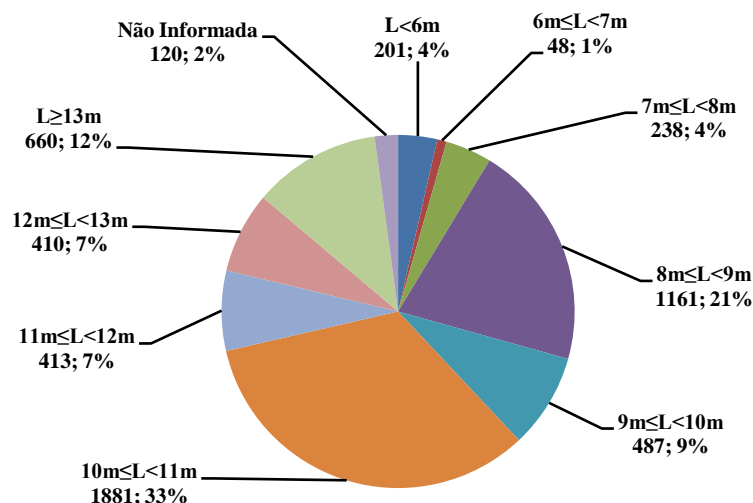


Figura 5.11 – Distribuição do número de pontes por faixas de largura

A distribuição das pontes de acordo com o sistema estrutural é apresentada na figura 5.12, com predominância das 3.341 pontes em viga de concreto armado (seção T, I ou em caixão celular) e das 1.588 pontes para as quais o sistema estrutural não foi 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 5.13).

Do total de pontes cadastradas, 642 foram projetadas com trem-tipo de 240 kN (correspondentes a 12% do número de pontes e a 7% da área de tabuleiro) e 3.154 delas se desconhece qual o seu trem-tipo de projeto (correspondentes a 56% do número de pontes e a 59% da área total de tabuleiro), conforme mostrado na figura 5.14. As pontes projetadas com trem-tipo de 240 kN, desconsideradas as não informadas, respondem por 26% do total.

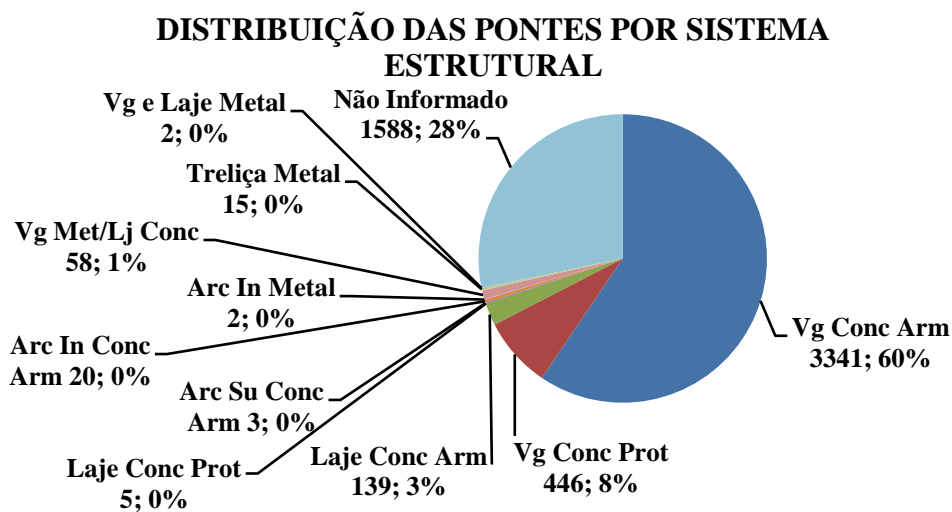


Figura 5.12 – Distribuição do número de pontes por sistema estrutural

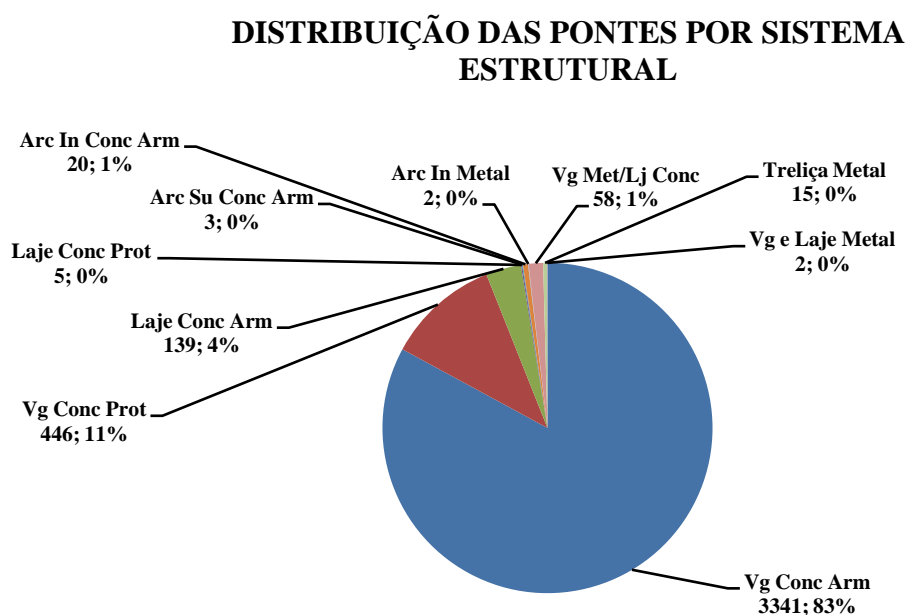


Figura 5.13 – Distribuição do número de pontes por sistema estrutural, excluídas as não informadas

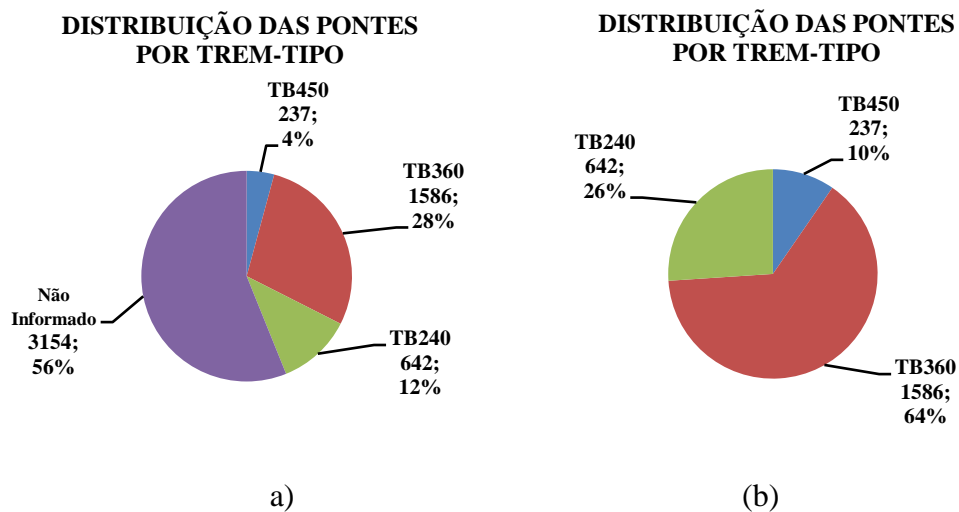


Figura 5.14 – Distribuição das pontes por trem-tipo de projeto (a) e excluídas as não informadas (b)

A figura 5.15 apresenta a distribuição das 642 pontes projetadas com trem-tipo de 240 kN por número de vãos. Desconsideradas as 243 pontes para as quais o número de vãos não foi informado, 54% das pontes são bi-apoiadas.

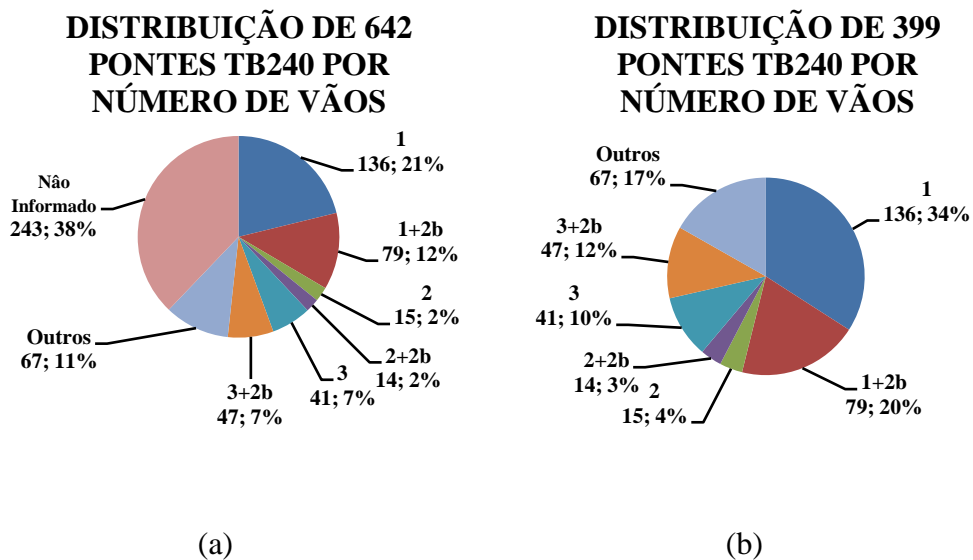


Figura 5.15 – Distribuição das pontes TB240 por número de vãos (a) e excluídas as não informadas (b)

As figuras 5.16 e 5.17 apresentam as distribuições das 642 pontes projetadas com trem-tipo de 240 kN por faixas de vão máximo. Desconsideradas as 245 pontes para as quais o vão máximo não foi informado, 92% das pontes possuem vão máximo inferior a 30,0m.

DISTRIBUIÇÃO DAS 642 PONTES TB240 POR FAIXAS DE VÃO MÁXIMO

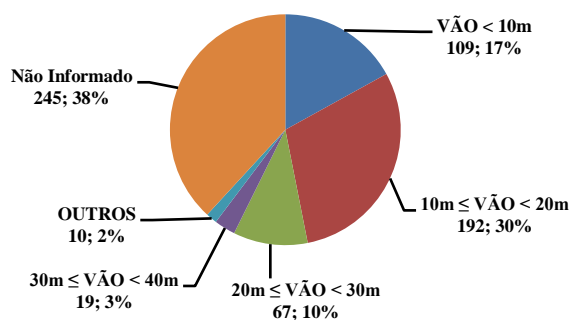


Figura 5.16 – Distribuição das pontes TB240 por faixas de vão máximo

DISTRIBUIÇÃO DE 397 PONTES TB240 POR FAIXAS DE VÃO MÁXIMO

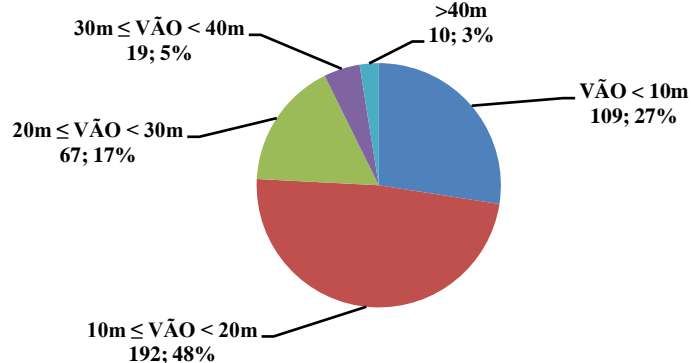


Figura 5.17 – Distribuição das pontes TB240 por faixas de vão máximo, excluídas as não informadas

A figura 5.18 apresenta a distribuição das 5.619 pontes por número de vãos, com o elevado percentual de 75% de valores não informados. A figura 5.19 apresenta a mesma distribuição sem considerar os valores não informados, onde as 703 pontes bi-apoiadas respondem por 50% das 1.410 pontes para as quais esta informação está disponível.

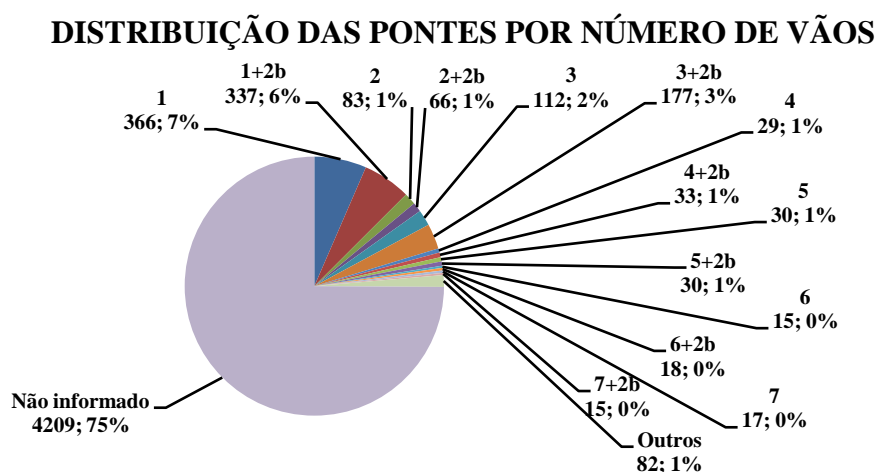


Figura 5.18 – Distribuição do número de pontes por número de vãos

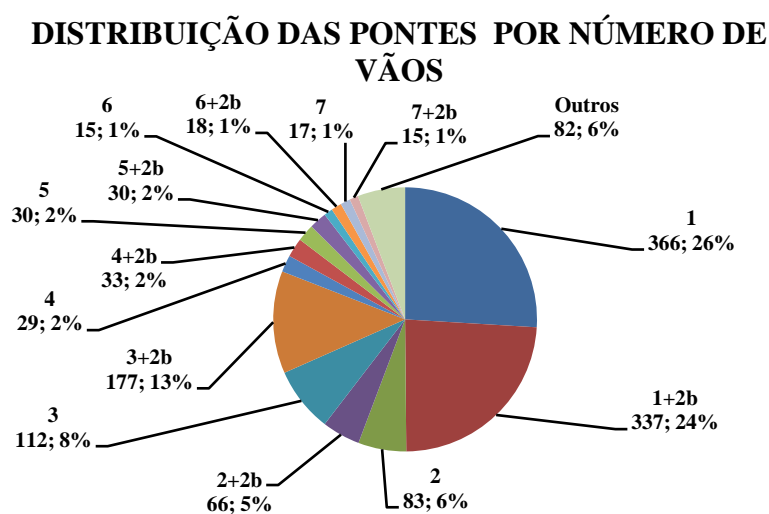


Figura 5.19 – Distribuição do número de pontes por número de vãos, excluídas as não informadas

A figura 5.20 apresenta a distribuição das 5.619 pontes por faixas de vão máximo, com o elevado percentual de 76% de pontes para as quais essa informação não foi disponibilizada. A figura 5.21 apresenta a distribuição das pontes por faixas de vão máximo apenas das 1.359 pontes para as quais esta informação está disponível, onde 1265 pontes (93%) possuem vão máximo inferior a 40,0m.

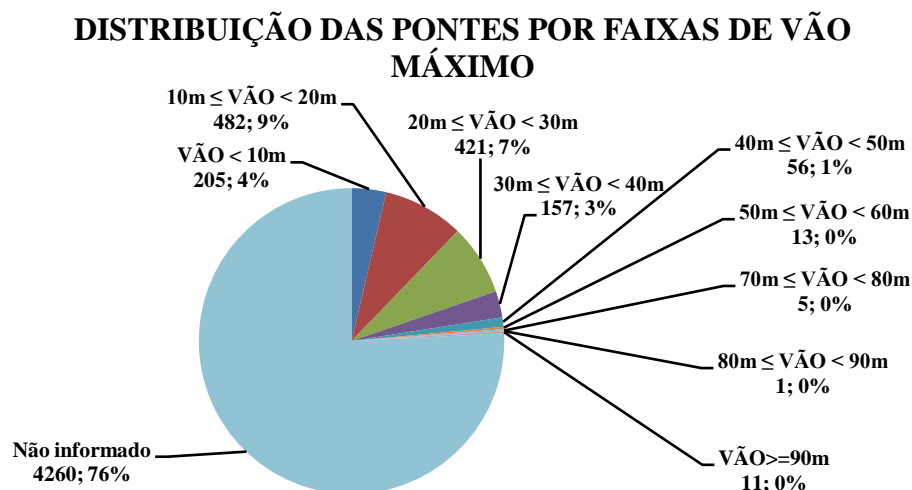


Figura 5.20 – Distribuição do número de pontes por faixa de vão máximo

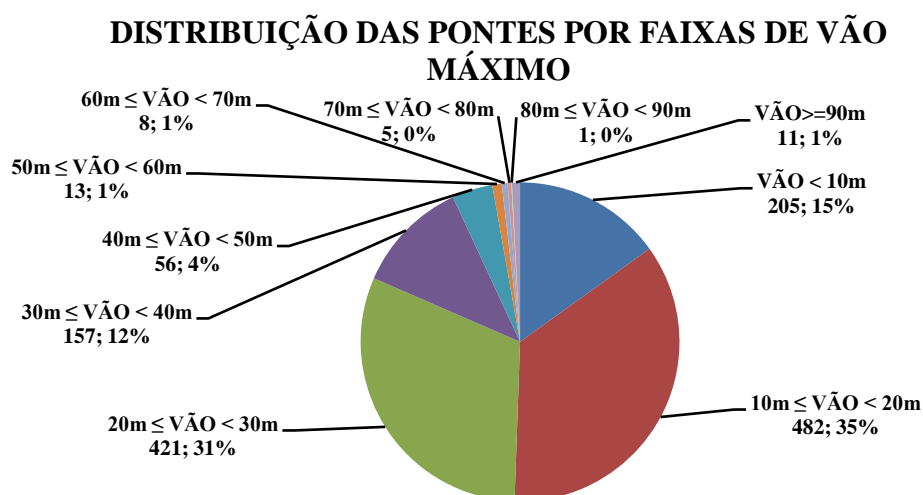


Figura 5.21 – Distribuição do número de pontes por faixa de vão máximo, excluídas as não informadas

As informações apresentadas dizem respeito a características gerais das pontes, obtidas junto às diversas fontes citadas, e colocam as pontes das rodovias federais com o seguinte perfil, considerando em cada caso o universo representado pelo conjunto das pontes para as quais a informação é conhecida:

- a) 70% do número de pontes, correspondentes a 64% da área de tabuleiro construída, possui idade superior a 30 anos;
- b) 63% das pontes têm extensão inferior a 50 m;
- c) 79% das pontes possuem largura total inferior a 12,0 m, consideradas estreitas pelo padrão atual;
- d) 94% das pontes possuem sistema estrutural em viga de concreto armado ou protendido;
- e) 90% das pontes foram projetadas com trem tipo de 240 KN ou de 360 KN;
- f) 50% das pontes possuem apenas um vão ou um vão com dois balanços; e,
- g) 93% das pontes possuem vão máximo inferior a 40,0 m.

A análise dos resultados das inspeções realizadas no âmbito do SGO, apresentada a seguir, fornece um panorama da realidade das pontes da rede de rodovias federais e reforça a necessidade da realização de inspeções sistemáticas e de ensaios para obtenção de dados que possibilitem a confecção de modelos de determinação e previsão das condições futuras dos seus elementos e componentes em termos de durabilidade, de capacidade de carga e de condições de tráfego, que possam servir como instrumentos de gestão desse valioso patrimônio.

5.3 Resultados das Inspeções do Sistema de Gerenciamento de Pontes - SGO

O SGO é uma aplicação cliente-servidor baseada em banco de dados relacional, com possibilidade de cadastrar as características das pontes (geométricas, funcionais, custos) e os resultados das inspeções realizadas (condições de estabilidade, condições de funcionamento) necessárias ao estabelecimento de prioridades para intervenção nas obras. Ele facilita a realização de consultas (dados, vídeos, fotos e desenhos esquemáticos), controla os serviços a executar e os já executados e apresenta relatórios com a situação do estoque de pontes.

Por razões diversas, o sistema ainda não funciona conforme o previsto uma vez que as Superintendências Regionais do DNIT não têm acesso ao sistema para consulta e atualização dos dados, e as inspeções, que deveriam ser sistemáticas, não vêm sendo realizadas.

As inspeções realizadas em 1.210 das 5.619 pontes cadastradas acrescentaram mais informações a respeito de suas características, o que contribui para uma melhor avaliação da situação real em que elas se encontram. Para algumas análises, foram acrescentadas pontes que não constaram do SGO e para as quais existiam informações a respeito. Na escolha das 1.210 pontes foram considerados, entre outros parâmetros, a importância econômica do trecho rodoviário, a incidência de obras antigas e as condições de agressividade do meio. A distribuição dessas pontes encontra-se na figura 5.22, feita com o ArcView GIS 3.3 [66] a partir das coordenadas geográficas de cada uma.



Figura 5.22 – Distribuição das pontes incluídas no SGO

As pontes foram avaliadas segundo suas condições de estabilidade em **PRECÁRIA**, com nota técnica **1**, para as quais há danos que provocam insuficiência estrutural com risco de colapso, em **SOFRÍVEL**, com nota técnica **2**, para as quais há danos que geram insuficiência estrutural ainda sem risco de colapso e **BOA**, com notas técnicas de **3 a 5**, para as quais não há danos ou há danos que não geram insuficiência estrutural. A nota técnica para a ponte corresponde à nota mais baixa atribuída aos seus elementos.

As figuras 5.23 (a), (b) e (c) apresentam as localizações dessas pontes, por condição de estabilidade. Os resultados numéricos e percentuais constam da figura 5.24.

As figuras 5.25 a 5.27 apresentam exemplos de pontes classificadas pelo SGO em condição de estabilidade boa, sofrível e precária, respectivamente.

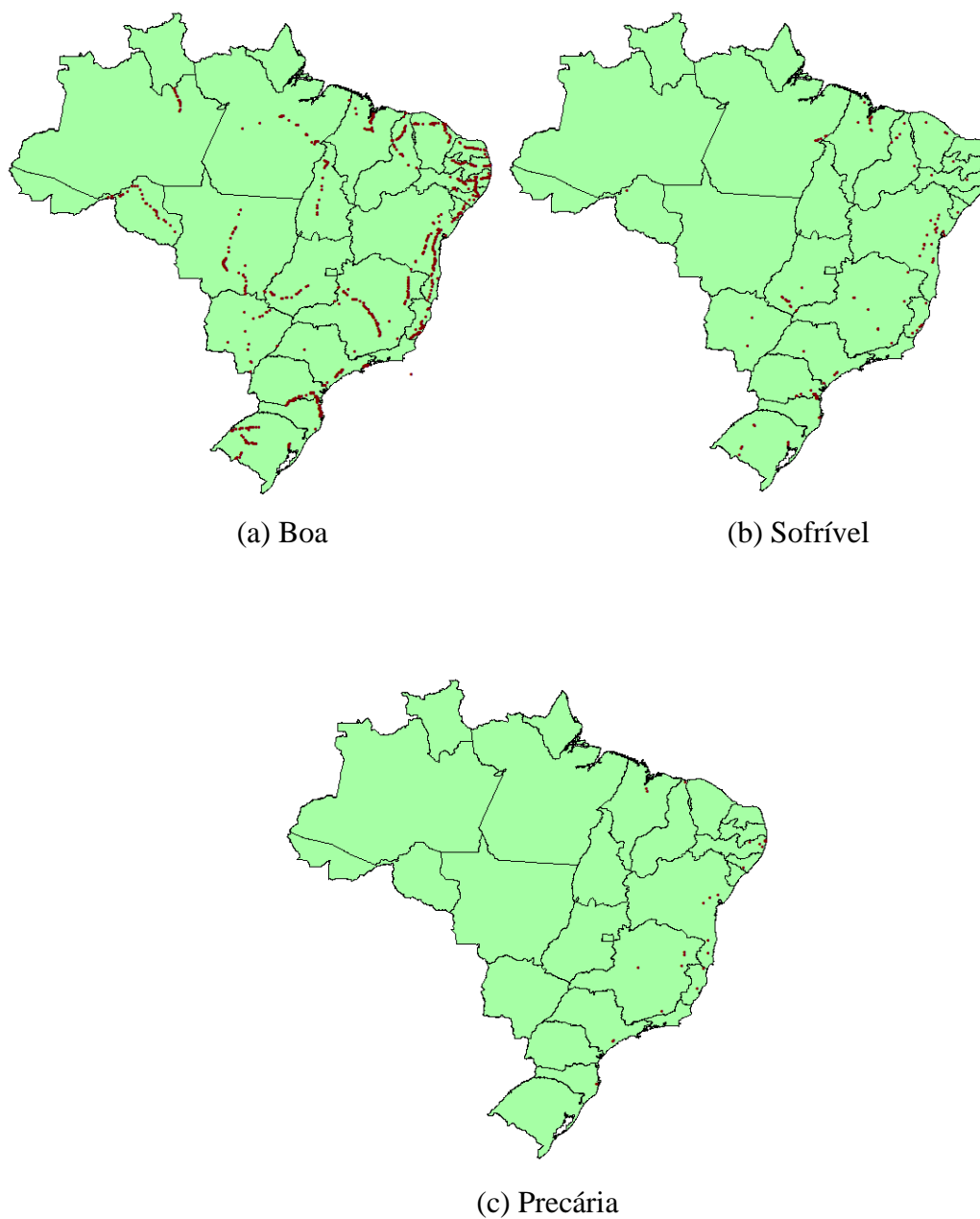


Figura 5.23 – Distribuição das pontes por condição de estabilidade

CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE - SGO

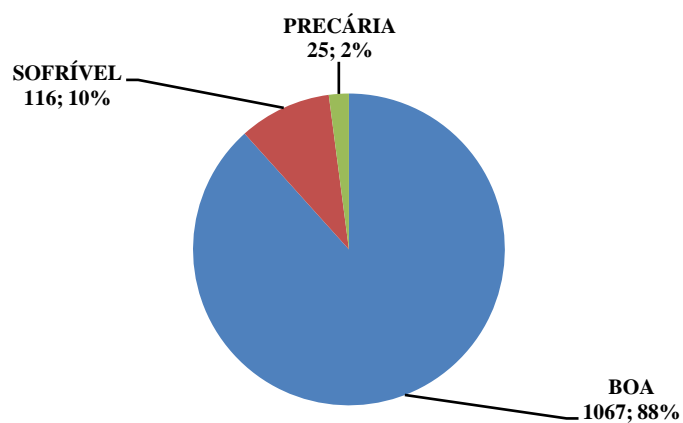


Figura 5.24 – Número de pontes por condição de estabilidade – SGO



Figura 5.25 – Ponte sobre o Rio Poti, BR-343, Km 344, Teresina – PI, em condição de estabilidade boa (1978)



Figura 5.26 – Ponte sobre o Rio Raposo, BR-343, Km 294, Altos – PI, em condição de estabilidade sofrível (1938)



Figura 5.27 – Ponte sobre o Rio Camurupim, BR-402, Km 79, Camurupim de Cima – PI, em condição de estabilidade precária (1965)

As 25 pontes consideradas em condição de estabilidade precária têm idades de acordo com as figuras 5.28 e 5.29, onde se observa que não há ponte considerada precária com idade inferior a 20 anos e que 84% delas têm idade superior a 30 anos.

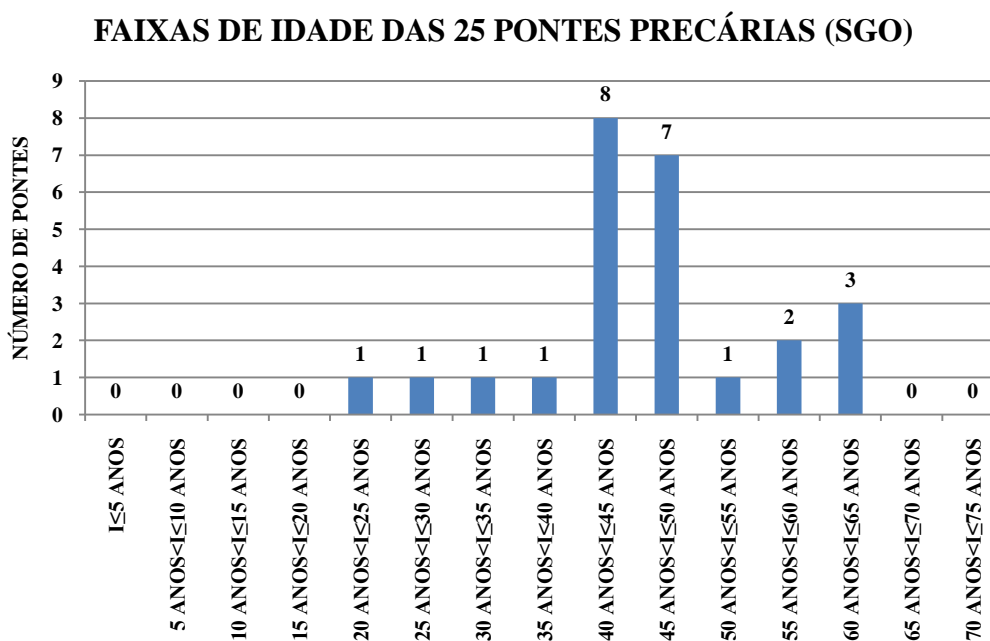


Figura 5.28 – Distribuição das idades das pontes precárias (SGO)

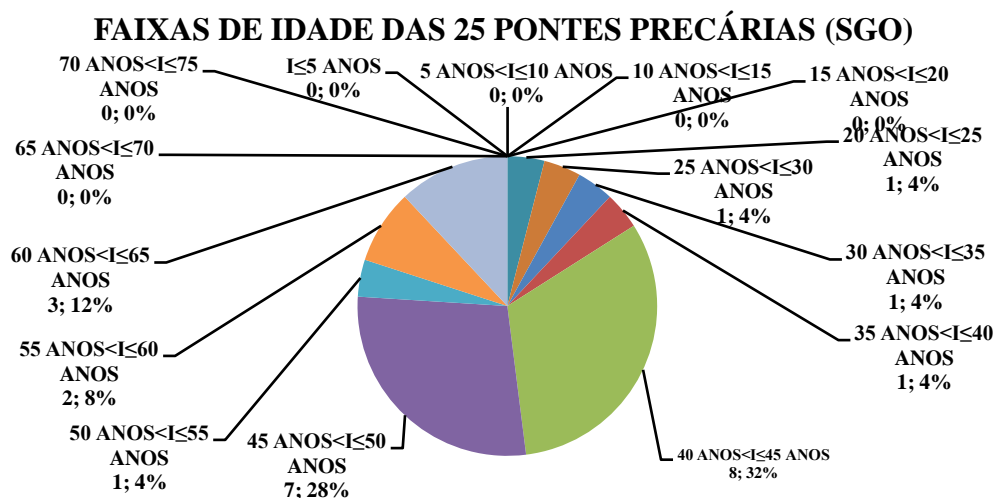


Figura 5.29 – Faixas de idade das 25 pontes precárias (SGO)

As 116 pontes consideradas em condição de estabilidade sofrível têm idades de acordo com as figuras 5.30 e 5.31, onde se observa que o percentual dessas pontes, com idade inferior a 20 anos, é de apenas 2%, enquanto 86% delas têm idade superior a 30 anos.

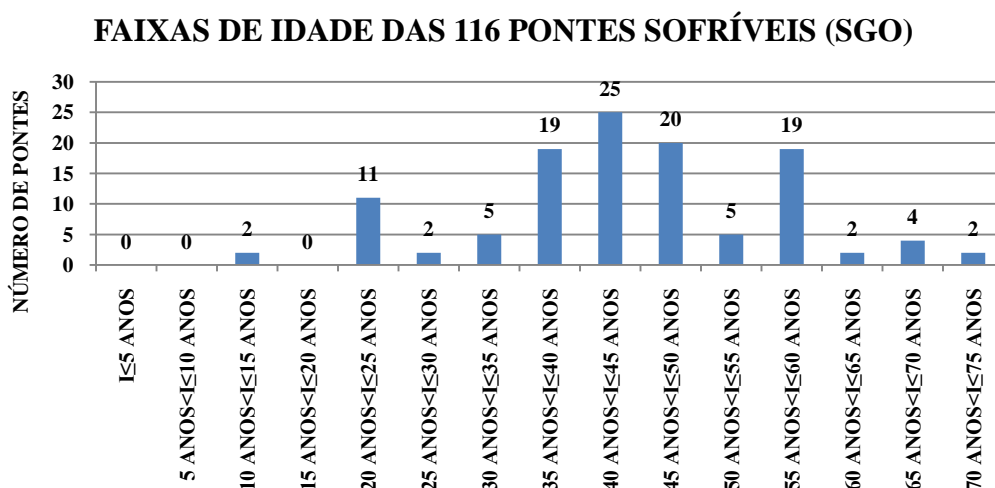


Figura 5.30 – Faixas de idade das 116 pontes em condição de estabilidade sofrível (SGO)

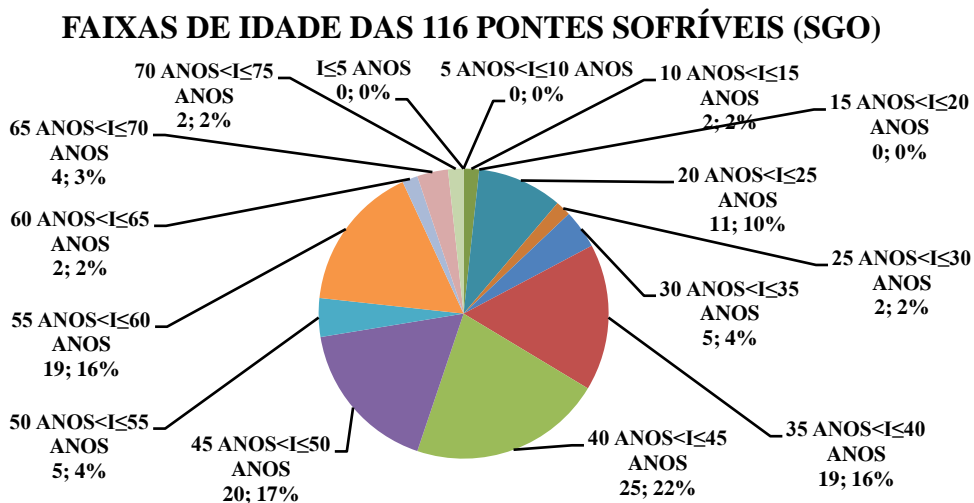


Figura 5.31 – Faixas de idade das 116 pontes em condição de estabilidade sofrível

As curvas das idades de todas as pontes que tiveram o ano de construção informado e das pontes consideradas em condição de estabilidade boa são mostradas na figura 5.32, enquanto na figura 5.33 são mostradas as curvas das idades das pontes consideradas em condição de estabilidade sofrível e precária. Nota-se que os gráficos apresentam as mesmas tendências, com maior ou menor quantidade de pontes consideradas boas, sofríveis ou precárias conforme a maior ou menor quantidade de pontes com a mesma faixa etária.

Os elementos considerados problemáticos para as 25 pontes com uma condição de estabilidade precária estão distribuídos na figura 5.34, em ordem decrescente de incidência.

Os elementos considerados problemáticos para as 116 pontes com uma condição de estabilidade sofrível estão distribuídos na figura 5.35, também em ordem decrescente de incidência.

DISTRIBUIÇÃO DAS IDADES DAS 1067 PONTES BOAS E DAS 3306 INFORMADAS

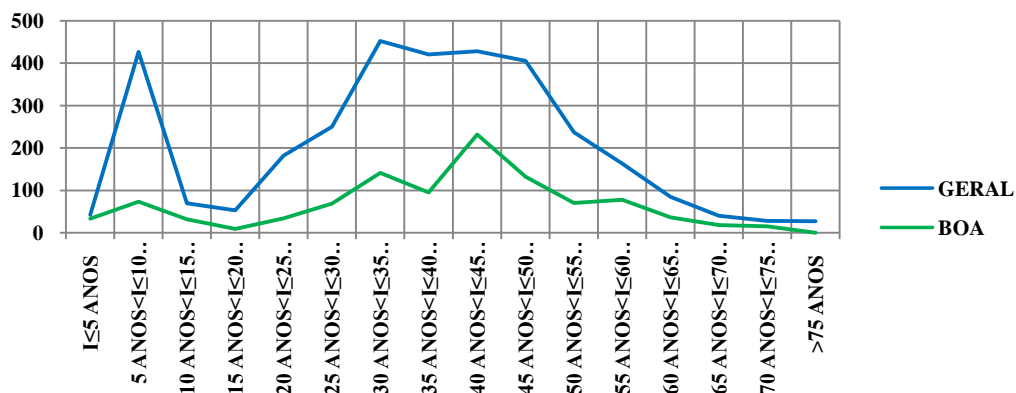


Figura 5.32 – Curvas das idades das 3.306 pontes com idades conhecidas e das 1.067 pontes consideradas em condição de estabilidade boa

DISTRIBUIÇÃO DAS IDADES DAS 25 PONTES PRECÁRIAS E 116 PONTES SOFRÍVEIS (SGO)

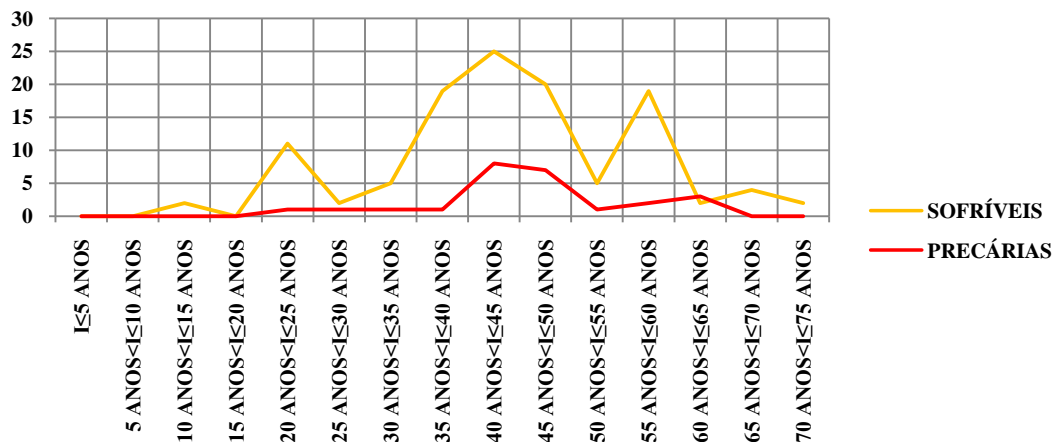


Figura 5.33 – Curvas das idades das 116 pontes consideradas em condição de estabilidade sofrível e das 25 pontes consideradas precárias

As vigas e as lajes de concreto armado predominam naturalmente em razão da grande quantidade de pontes com sistema estrutural em vigas de concreto armado, correspondente a 83% das pontes com sistema estrutural identificado. As figuras 5.36 e 5.37 apresentam os principais elementos problemáticos.

ELEMENTOS PROBLEMÁTICOS DE 25 OBRAS PRECÁRIAS (SGO)

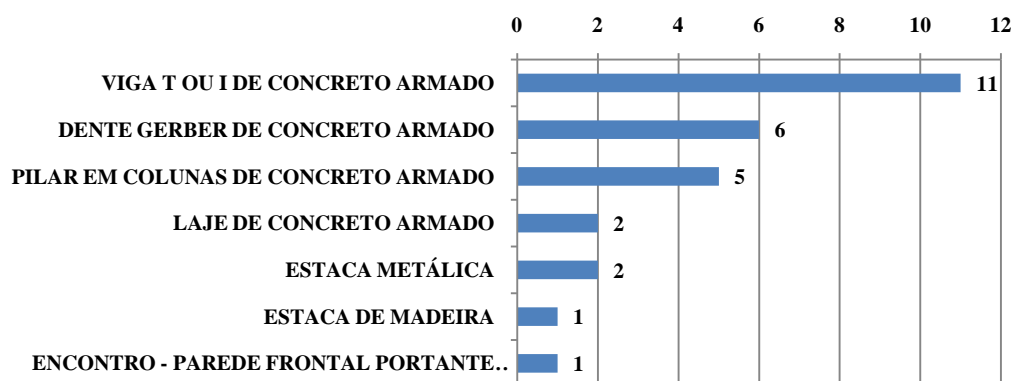


Figura 5.34 – Incidência dos elementos problemáticos nas 25 obras precárias – SGO

ELEMENTOS PROBLEMÁTICOS DE 116 OBRAS SOFRÍVEIS (SGO)

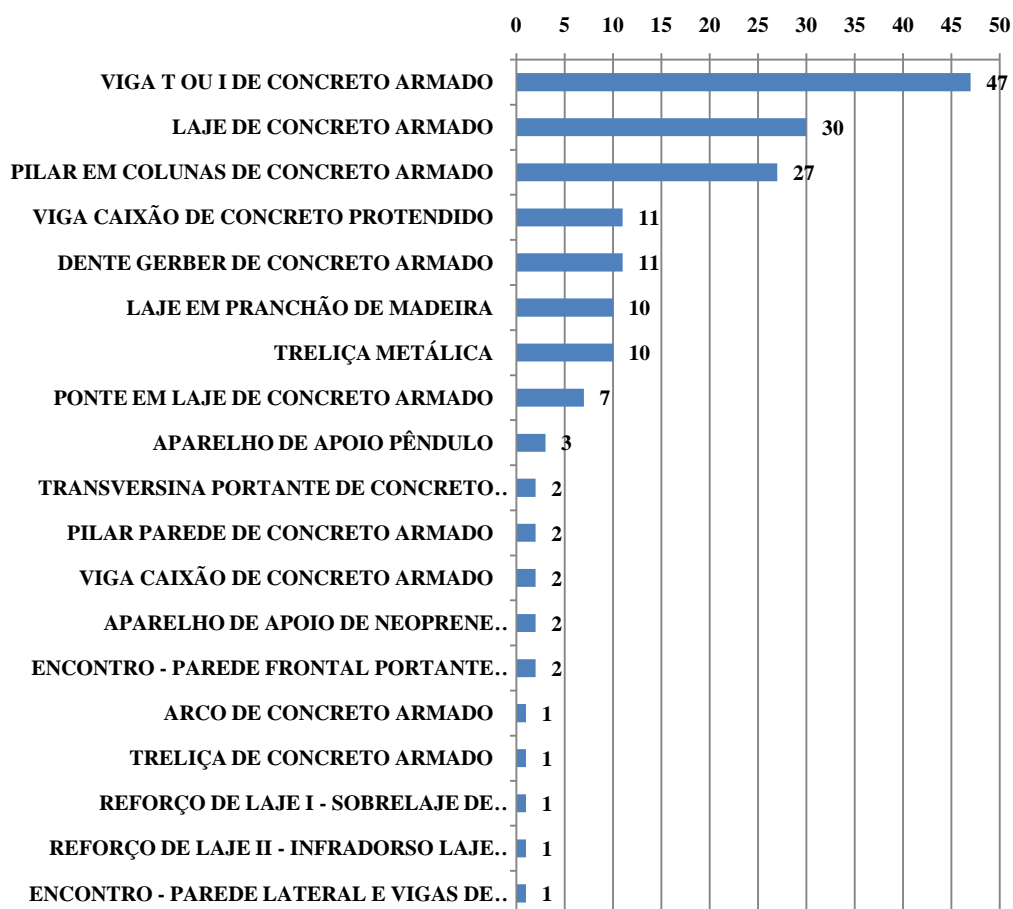


Figura 5.35 – Incidência dos elementos problemáticos em 116 obras sofríveis – SGO



Figura 5.36 – Elementos problemáticos: viga, laje e pilar.
 Vigas da ponte s/ Rio Tapacurá, BR-232/PE, Km 50 - (1979)
 Laje da ponte s/ Rio Paraibuna, BR-267/MG, Km 89 - (1965)
 Pilar da ponte s/ Riacho Pão de Açúcar, BR-104/PE, Km 20 – (1965)



Figura 5.37 – Elementos problemáticos: dente Gerber, apoio e pilar
 Dente Gerber ponte s/ Rio Jequitinhonha, BR-101/BA, Km 663 (1965)
 Apoio da ponte s/ Rio Gravataí, BR-116/RS, Km 270 (1950)
 Pilar c/ desaprumo da ponte s/ Rio Preto - Norte, BR-101/ES, Km 30 (1958)

As principais insuficiências estruturais encontradas nas pontes inspecionadas encontram-se na figura 5.38, colocadas por ordem de incidência. A exposição e deterioração da armadura principal e a deterioração acentuada dos materiais de construção foram as principais insuficiências estruturais encontradas nas pontes, o que sinaliza para a necessidade de maiores cuidados com relação à qualidade dos materiais utilizados.

INSUFICIÊNCIAS ESTRUTURAIS NOS ELEMENTOS (SGO)

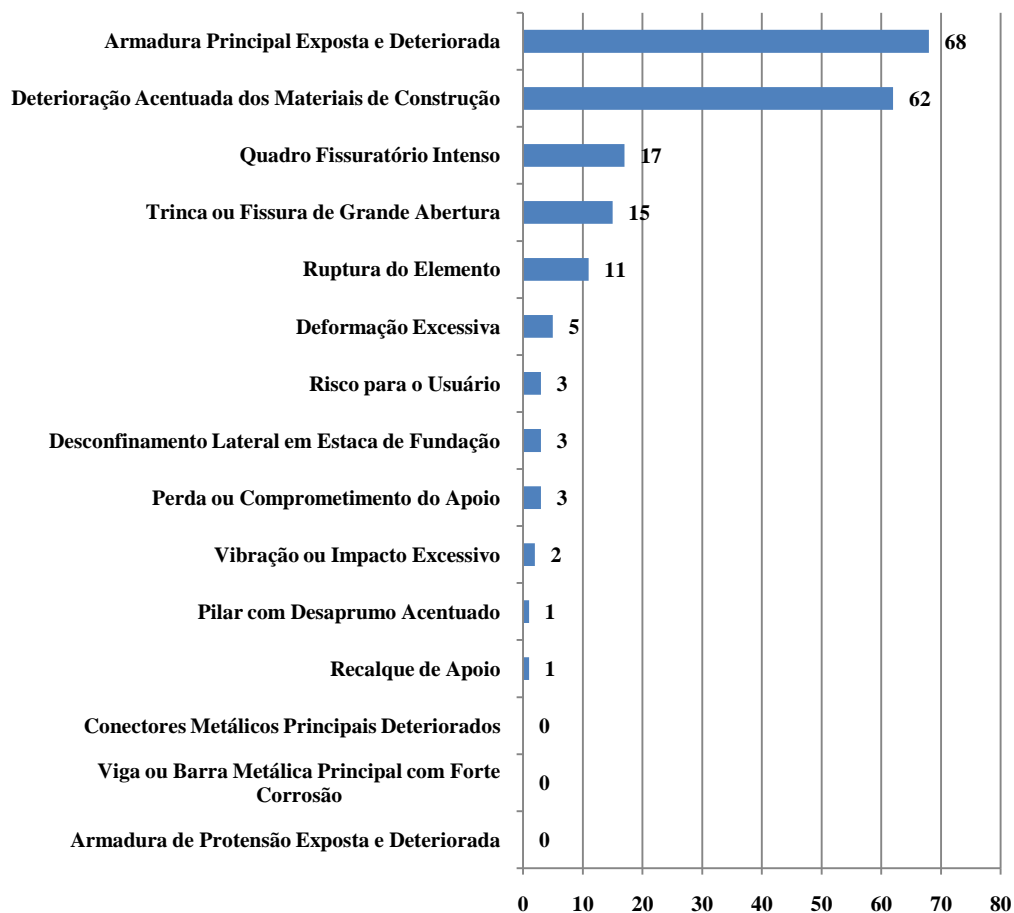


Figura 5.38 – Distribuição das insuficiências estruturais nos elementos das pontes

A figura 5.39 apresenta as incidências de outras insuficiências estruturais nas 68 pontes com armadura principal exposta e deteriorada, destacando-se a reduzida influência de um quadro fissuratório intenso (duas em 17 pontes) e da existência de trinca ou fissura de grande abertura (três em quinze pontes) no quadro geral de exposição e deterioração das armaduras principais.

Na figura 5.40 (a) estão localizadas as 68 pontes com armadura principal exposta e deteriorada. A figura 5.40 (b) apresenta a localização das pontes que possuem quadro fissuratório intenso ou fissuras de grandes aberturas, com destaque para duas pontes, uma em Minas Gerais e outra na Bahia, ambas com 42 anos de idade, que apresentam simultaneamente armadura principal exposta e deteriorada.

INSUFICIÊNCIAS ESTRUTURAIS DE 68 PONTES COM ARMADURA PRINCIPAL EXPOSTA E DETERIORADA

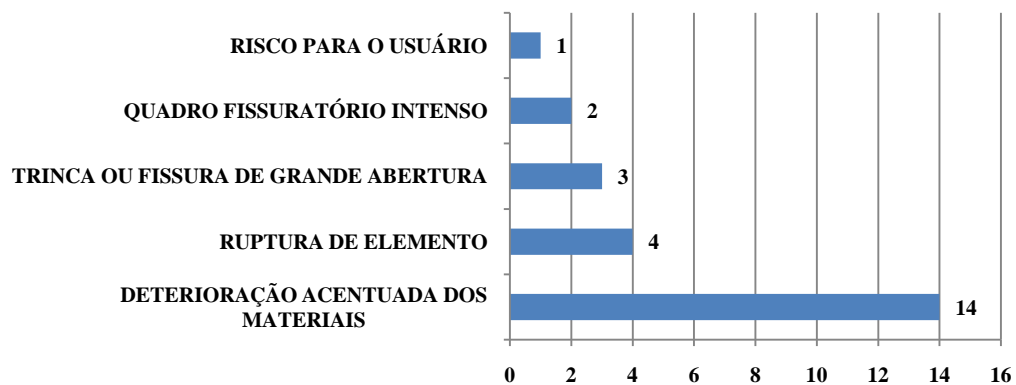


Figura 5.39 – Distribuição de outras insuficiências estruturais nas pontes com armadura exposta e deteriorada

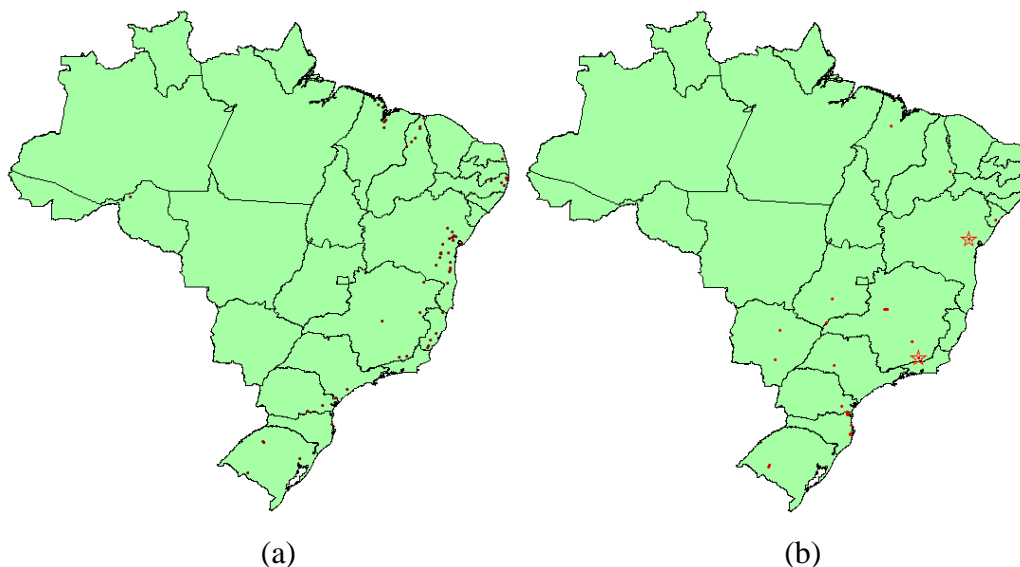


Figura 5.40 – Localização das 68 pontes com armadura principal exposta e deteriorada (a) e com quadro fissuratório intenso ou fissuras de grandes aberturas (b)

As 68 pontes com armadura principal exposta e deteriorada apresentam quadro de corrosão semelhante aos da figura 5.41 (a) a (d), evidenciando que a causa da corrosão da armadura longitudinal foi o recobrimento insuficiente da armadura e não possíveis fissuras de flexão existentes no local.



(a) Ponte no Piauí – 51 anos



(b) Ponte na Bahia – 42 anos



(c) Ponte em São Paulo – 48 anos



(d) Ponte no Rio Grande do Sul – 47 anos

Figura 5.41 (a) a (d) – Exemplos típicos de armadura principal exposta e deteriorada

Essas pontes estão distribuídas predominantemente na região costeira, em razão do processo de crescimento do país ter ocorrido preferencialmente nessa região, uma vez que a interiorização do país deu-se com a construção e subsequente transferência da capital do país para Brasília, o que aconteceu somente a partir de 1956.

A localização dessas pontes na região costeira poderia levar a admitir que a corrosão das armaduras tivesse ocorrido por ação do íon cloreto proveniente da linha litorânea. Entretanto elas encontram-se suficientemente afastadas, em geral a distâncias superiores a 50 Km.

Pesquisa realizada em Maceió [67] indica que a névoa salina consegue penetrar no continente, conforme indicado na figura 5.41. Mesmo considerando

aspectos topográficos favoráveis, como a existência da Lagoa do Mundaú, que não se constitui em obstáculo para a livre circulação do ar proveniente da linha litorânea, o teor de cloreto reduz de 280 mg/l no ponto de maior concentração da linha litorânea a 20 mg/l em um raio de aproximadamente 15 Km.

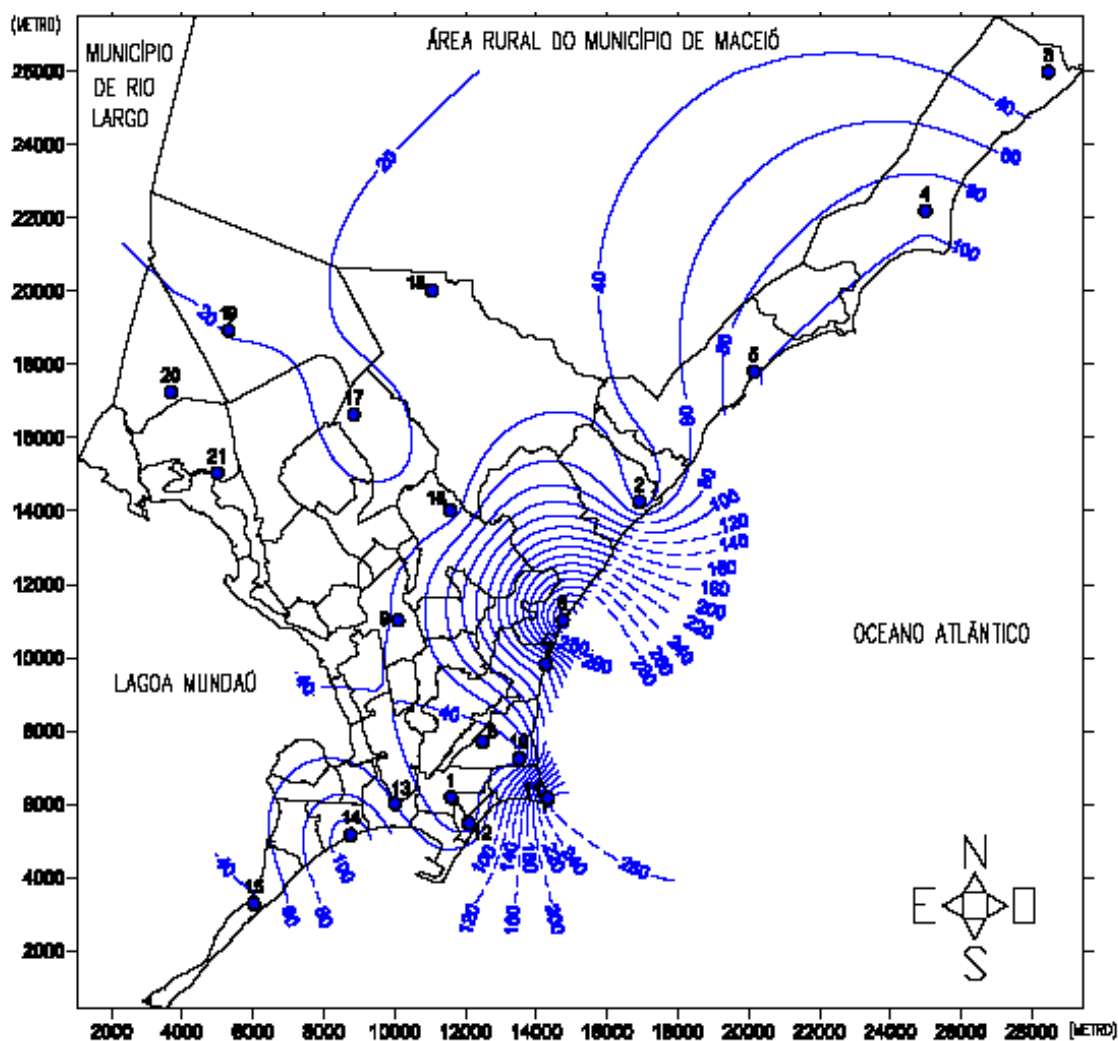


Figura 5.42 – Isolinhas do teor de cloreto (mg/l) para a cidade de Maceió – AL, segundo [67]

A figura 5.43 apresenta as quantidades de pontes por trem-tipo de projeto relacionadas com os níveis de classificação do SGO, notando-se na figura 5.44 o crescimento da participação percentual das pontes projetadas com trem-tipo de 240 kN com a degradação das estruturas, o que está relacionado mais à idade da ponte do que propriamente ao trem tipo de projeto, e que as pontes projetadas com o trem-tipo de 450 kN, mais recentes, não apresentam ainda pontes consideradas precárias.

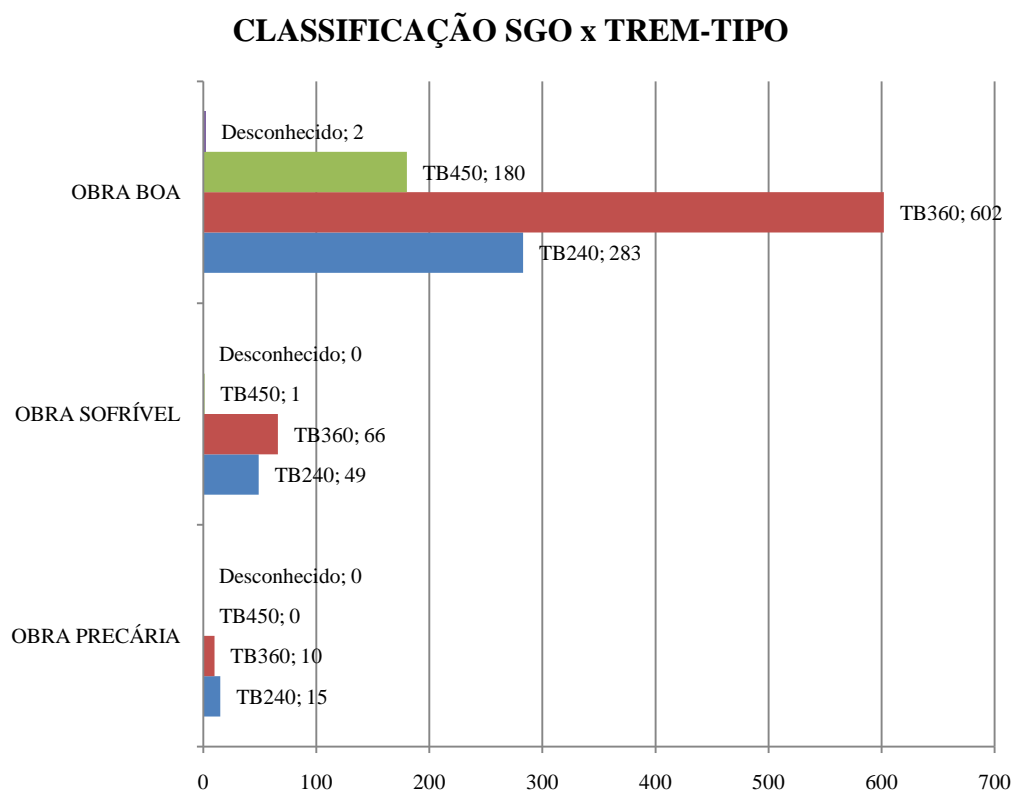


Figura 5.43 – Distribuição das classes de pontes por classificação do SGO

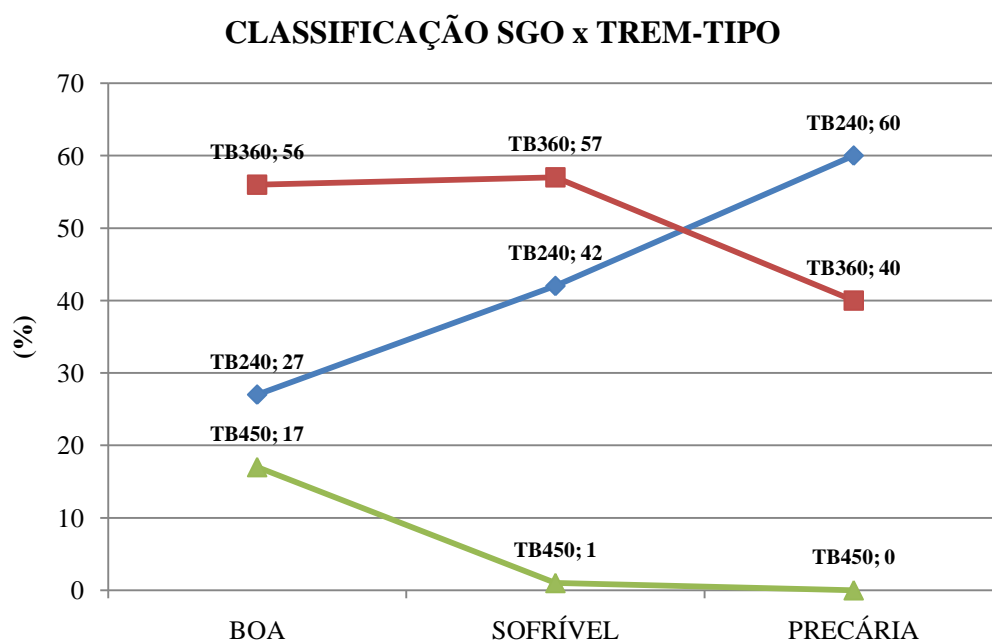


Figura 5.44 – Distribuição percentual das classes de pontes por classificação do SGO

A figura 5.45 mostra a distribuição das áreas de tabuleiro das 137 pontes consideradas PROBLEMÁTICAS, para as quais *postergar sua recuperação pode levá-la a um estado crítico*, e das 386 pontes consideradas PARA OBSERVAÇÃO, para as quais *é possível postergar sua recuperação, devendo ser colocada em observação sistemática para acompanhamento da evolução dos problemas*, por Superintendência Regional do DNIT. Juntas, as áreas de tabuleiro correspondentes às pontes problemáticas e às colocadas em observação, correspondem a 43% da área de tabuleiro das pontes inspecionadas.

Quanto às condições de conservação, o SGO classificou as pontes em BOA/REGULAR, SOFRÍVEL e PRECÁRIA. As figuras 5.46 (a), (b) e (c) mostram as localizações das pontes por condição de conservação. Os resultados numéricos e percentuais constam da figura 5.47.

ÁREAS DE TABULEIRO POR SR - SGO / OPL / OBS

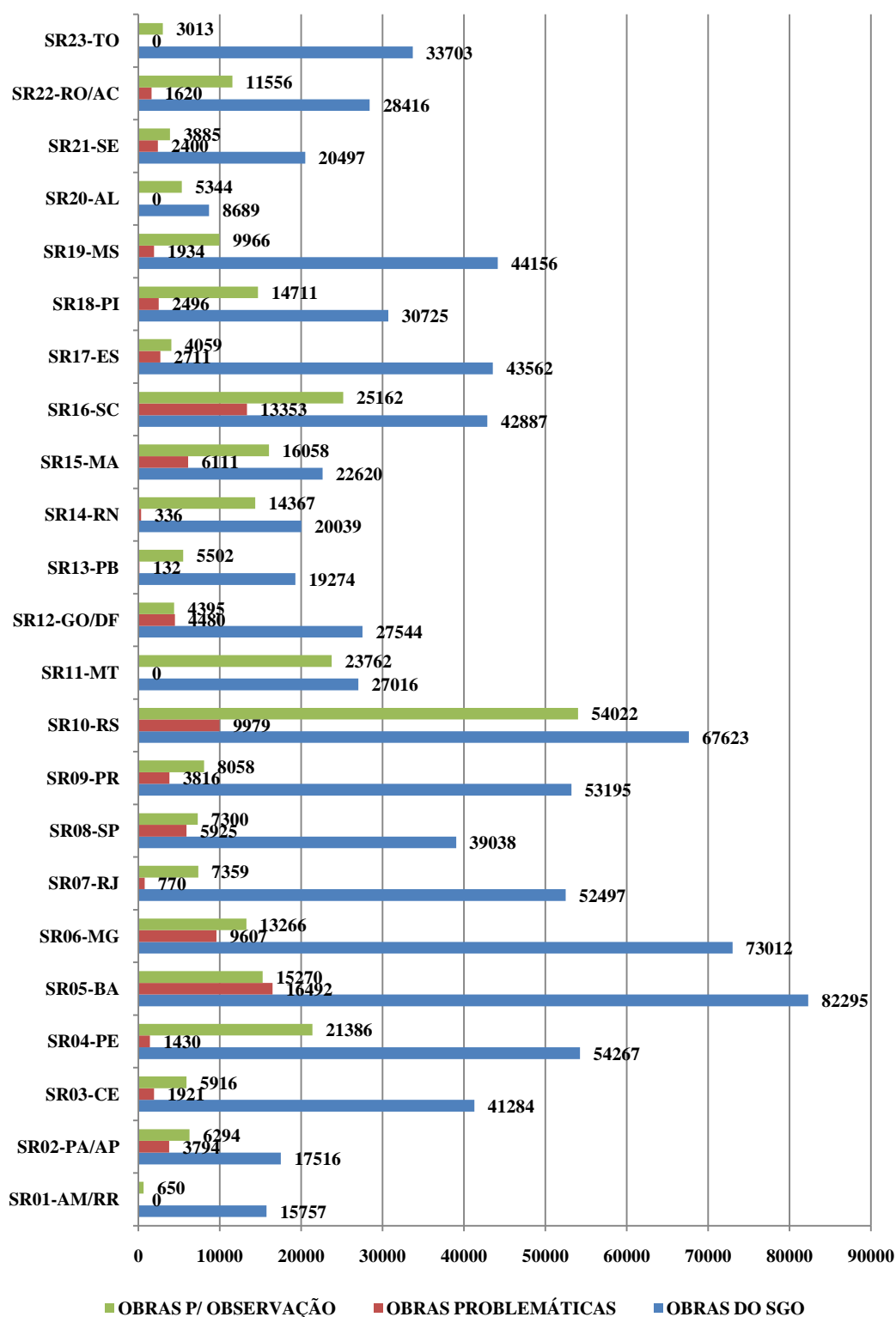
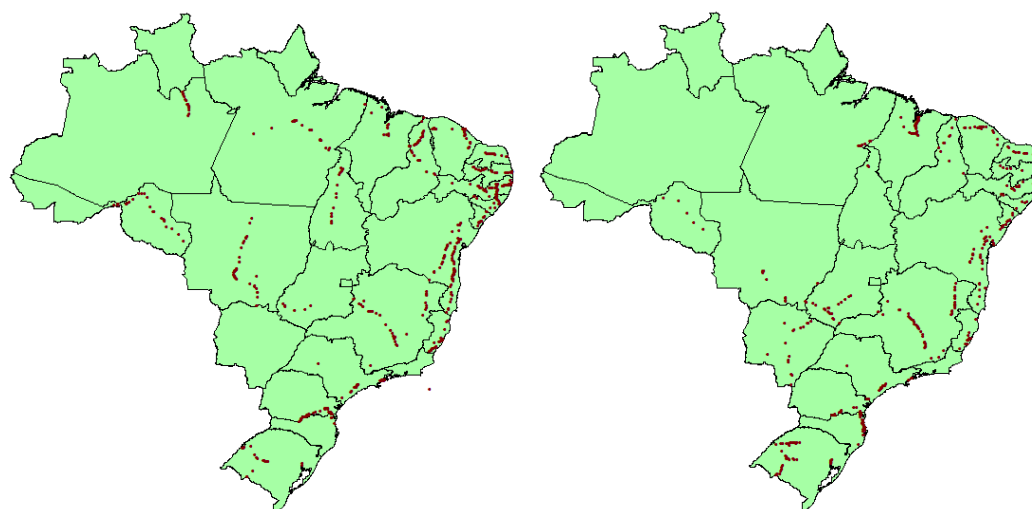


Figura 5.45 – Distribuição das áreas de tabuleiro por Superintendência Regional do DNIT relativas às obras inspecionadas no SGO, às obras problemáticas e às obras colocadas em observação



(a) Condição de conservação boa/regular

(b) Condição de conservação sofrível



(c) Condição de conservação precária

Figura 5.46 – Localização das pontes por condição de conservação

CONDIÇÕES DE CONSERVAÇÃO - SGO

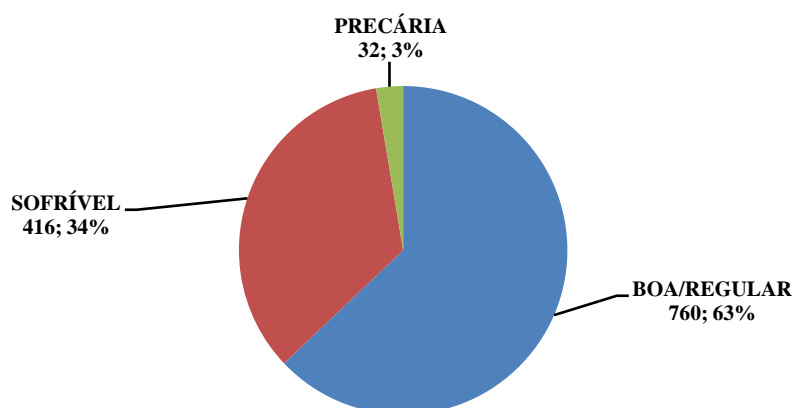


Figura 5.47 – Distribuição das pontes por condição de conservação segundo o SGO

As figuras 5.48 a 5.56 ilustram exemplares de pontes correspondentes às nove combinações de condições de estabilidade e de conservação.



Figura 5.48 - Ponte s/ o Rio Pinguaba, BR-101/SP, Km 9 – (1974)

Condição de estabilidade: Boa - Condição de conservação: Boa/Regular



Figura 5.49 – Ponte s/ Rio Sabonete II, BR-222/CE, Km 214 – (1958)

Condição de estabilidade: Boa - Condição de conservação: Sofrível



Figura 5.50 – Ponte Maurício Joppert, BR-267/MS, Km 0 – (1965)
 Condição de estabilidade: Boa - Condição de conservação: Precária



Figura 5.51 – Ponte s/ o Rio Pojuca, BR-116/BA, Km 420 – (1965)
 Condição de estabilidade: Sofrível - Condição de conservação: Boa/Reg



Figura 5.52 – Ponte s/ o Rio Magé, BR-493/RJ, Km 20 – (1952)
 Condição de estabilidade: Sofrível - Condição de conservação: Sofrível



Figura 5.53 – Ponte s/Riacho Juazeirinho, BR-116/CE, Km 88 – (1932)
 Condição de estabilidade: Sofrível - Condição de conservação: Precária

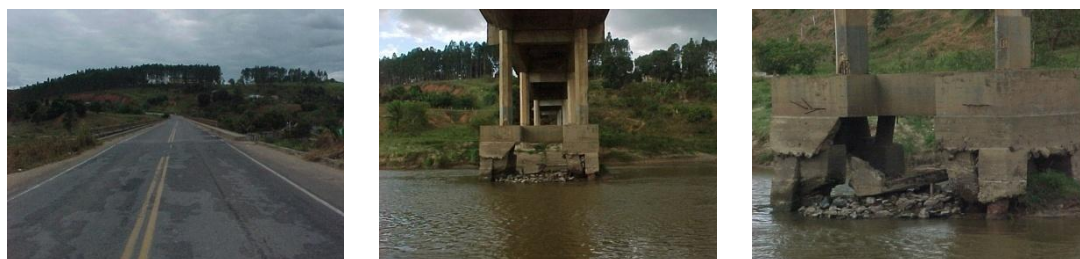


Figura 5.54 – Ponte s/ o Rio Jucuruçu Norte, BR-101/BA, Km 812 – (1965)
Condição de estabilidade: Precária - Condição de conservação: Boa/Reg

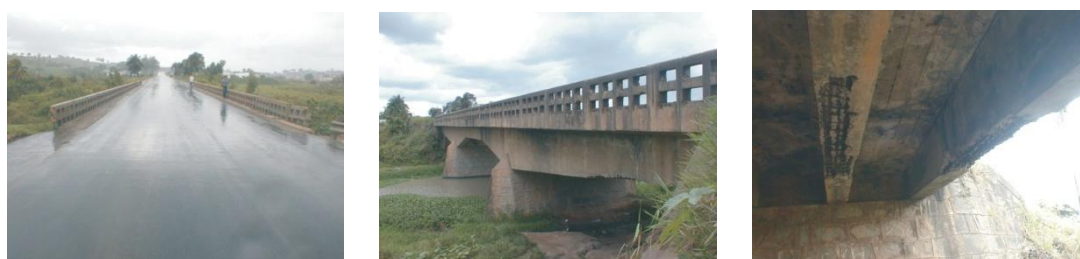


Figura 5.55 – Ponte s/ o Rio Tapacurá, BR-232/PE, Km 50 – (1979)
Condição de estabilidade: Precária - Condição de conservação: Sofrível



Figura 5.56 – Ponte s/ o Rio Itaunas, BR-101/ES, Km 17 – (1956)
Condição de estabilidade: Precária - Condição de conservação: Precária

A figura 5.57 apresenta a distribuição das idades das pontes consideradas em condição de estabilidade precária, a distribuição das idades das pontes em condição de conservação precária e a distribuição das idades das pontes simultaneamente em condição de estabilidade e de conservação precárias. As maiores quantidades de pontes em condição de estabilidade e/ou condição de conservação precária apresentam idades de 42 anos (1965) e de 49 anos (1958) que coincidem com períodos identificados por mudanças significativas no ritmo e na intensidade de construção de pontes.

**IDADES DAS PONTES COM ESTABILIDADE PRECÁRIA -
CONSERVAÇÃO PRECÁRIA**

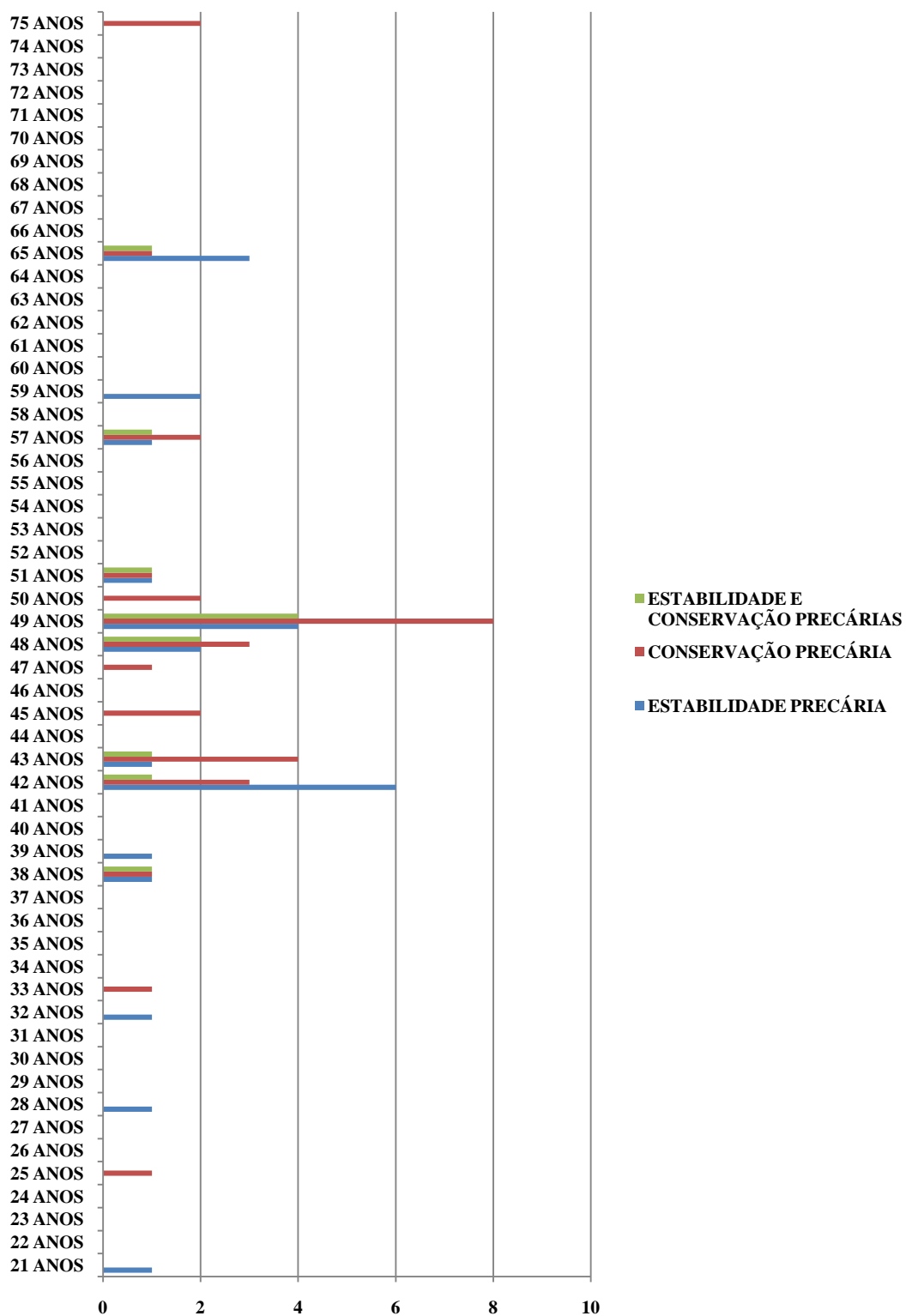


Figura 5.57 – Distribuição das idades das pontes em condições de estabilidade e de conservação precárias (SGO)

5.4 Resultados das Inspeções do DNIT

Em 06 de novembro de 2005, com o objetivo de relacionar as obras que entrariam na quarta etapa do SGO, a Coordenação do IPR/DNIT enviou para todas as Superintendências Regionais do DNIT o Ofício-Circular nº 008/2005 [68] solicitando a relação completa das pontes de cada região com algumas informações sobre as mesmas, entre as quais uma classificação da condição de cada obra, segundo os seguintes critérios: OBRA SEM PROBLEMA (OSP) – para as quais *não há danos e nem insuficiência estrutural*; OBRA SEM PROBLEMA SÉRIO (OSS) – para as quais *há alguns danos, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra*; OBRA POTENCIALMENTE PROBLEMÁTICA (OPP) – para as quais *há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não há comprometimento da estabilidade da obra*; OBRA PROBLEMÁTICA (OPL) – para as quais *há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural* e OBRA CRÍTICA (OCR), para as quais *há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte e o elemento encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural*. A figura 5.58 apresenta a distribuição correspondente a 2.353 pontes para as quais as Superintendências Regionais informaram a classificação (não informaram a classificação as Superintendências Regionais SR6-MG, SR11-MT, SR15-MA, SR16-SC e SR22-RO/AC).

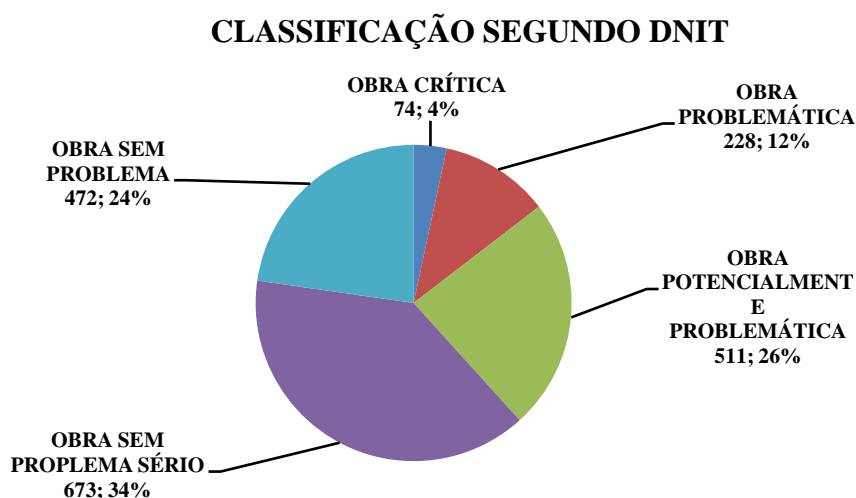


Figura 5.58 – Classificação das pontes segundo o DNIT – Nov/2005

Das pontes avaliadas pelo SGO e pelo DNIT, 619 delas foram avaliadas pelos dois sistemas. A figura 5.59 apresenta as relações existentes entre as duas avaliações.

AVALIAÇÃO DE 619 PONTES - DNIT (2005) / SGO (2003)

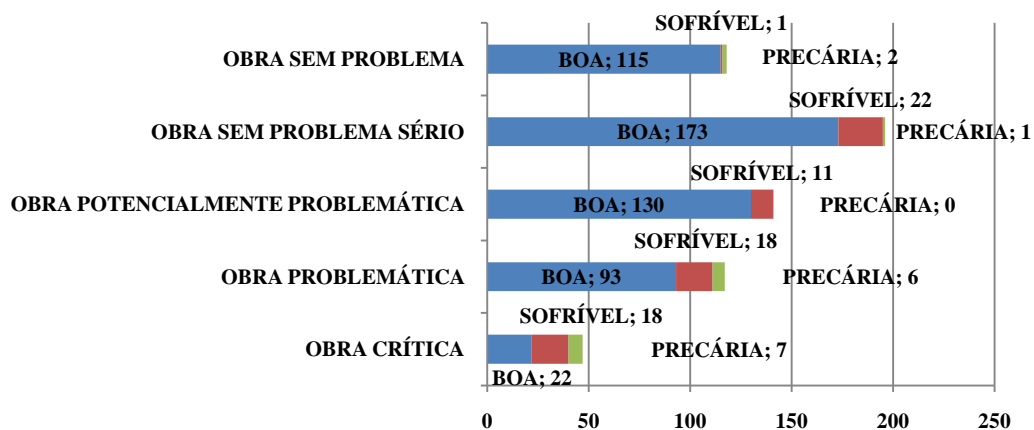


Figura 5.59 – Comparação das avaliações segundo DNIT e SGO

Para as pontes em bom estado (Obra Sem Problema – DNIT e Boa – SGO), não há diferenças significativas de avaliação. Por se tratar de avaliações subjetivas, as diferenças são mais acentuadas para as pontes em estado ruim (Obra Crítica – DNIT e Precária – SGO). Neste caso, das 47 obras consideradas críticas pelo DNIT, apenas 7 (15%) foram consideradas precárias pelo SGO, 18 (38%) foram consideradas sofríveis e 22 (47%) foram consideradas boas, o que reforça a idéia da necessidade de critérios menos subjetivos de avaliação e de treinamento continuado dos avaliadores, para redução de diferenças na interpretação dos critérios. A figura 5.60 apresenta o número de pontes por trem-tipo de projeto correspondente a cada condição da ponte, segundo o critério DNIT.

CLASSIFICAÇÃO DNIT x TREM-TIPO

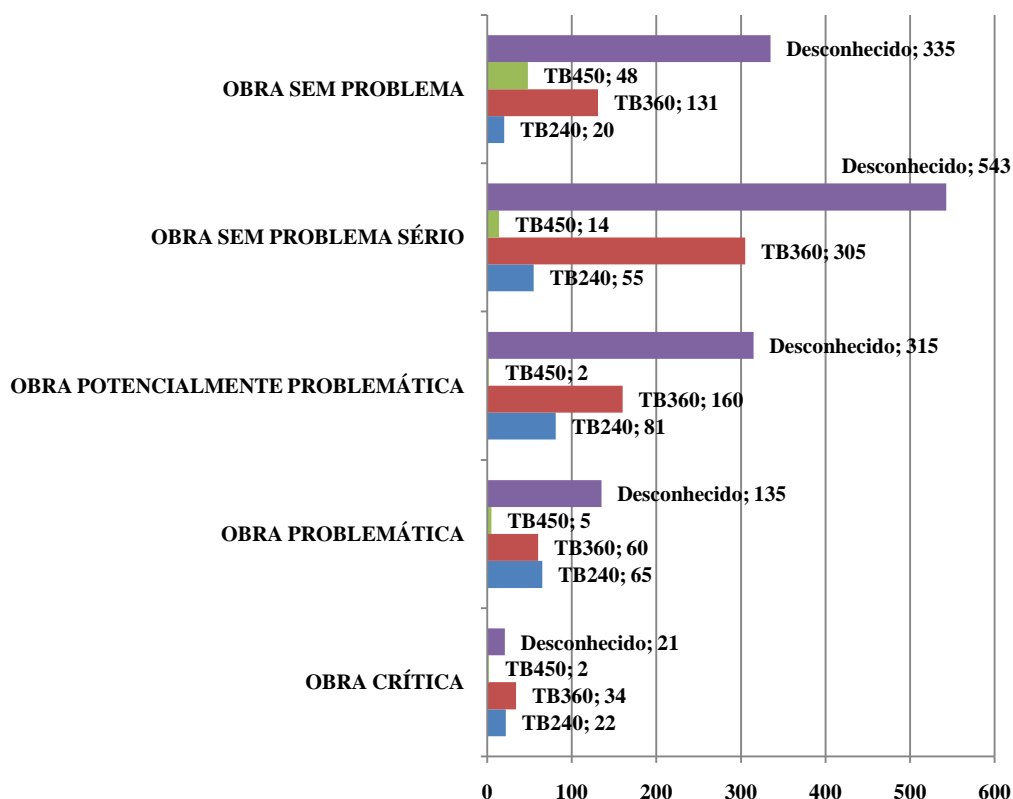


Figura 5.60 – Distribuição do número de pontes por trem-tipo de projeto x condição da ponte (classificação DNIT)

As informações contidas no cadastro das 5619 pontes das rodovias federais brasileiras, embora forneçam um panorama geral das características das pontes e de sua situação, através da descrição de problemas existentes, de fotos e desenhos esquemáticos, não contribuem para uma análise mais detalhada das estruturas, uma vez que não dispõem de informações mais específicas (tipo de concreto, tipo de aço, ensaios realizados durante a construção ou ao longo da vida da obra). Isso dificulta enormemente a confecção de modelos que representem o desenvolvimento de patologias ou o comportamento das estruturas, projetadas em épocas diferentes, com exigências de diferentes normas de projeto, e submetidas a tráfego de veículos com uma grande diversidade em termos de intensidade de carga e de distâncias entre eixos.

6 CONTRIBUIÇÕES PARA UM MODELO DE SISTEMA DE GESTÃO DE PONTES DE CONCRETO APLICADO À REDE DE RODOVIAS BRASILEIRAS

De maneira geral, um modelo de gestão de pontes não pode diferir significativamente dos sistemas existentes, ou em estudos para implantação, já descritos de forma sumária anteriormente. Um detalhamento maior ou menor do sistema depende do tamanho do orçamento disponível para tal fim.

Esse modelo deverá constar de um inventário das pontes e suas características, de critérios para avaliação da condição das estruturas e da análise das opções de manutenção, que permitam estabelecer prioridades e otimizar as ações ao longo do tempo.

Um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras deverá considerar alguns aspectos e peculiaridades próprios ao sistema organizacional, às condições sócio-econômicas e à cultura do país.

As peculiaridades inerentes aos diferentes níveis de jurisdição das rodovias (federal, estaduais, municipais), suas legislações específicas e interesses políticos, seus diferentes modelos de administração, direta ou em regime de concessão, apontam dificuldades enormes para implantação do que possa ser denominado apropriadamente de Sistema de Gestão de Pontes Brasileiro.

Uma Agência independente ou um Órgão Setorial, a ser criado, para fazer a gestão das pontes poderia ser vinculado ao DNIT ou à ANTT e contaria com Núcleos estaduais vinculados aos Departamentos de Estradas e Rodagens - DERs, com Núcleos vinculados aos Departamentos Municipais de Estradas e Rodagem – DMERs (ou diretamente às Prefeituras) e com uma rede de laboratórios independentes para coleta de dados e atualização do sistema, conforme apresentado na figura 6.1. Uma estrutura como essa pode suprir um dos grandes entraves para implantação de um sistema de gestão de pontes que é a manutenção de um grupo de profissionais especializados ou a especializar, voltados para essa finalidade. No modelo proposto para a integração dos dados relativos aos diversos níveis de jurisdição, esses profissionais são vinculados a estruturas funcionais já existentes.

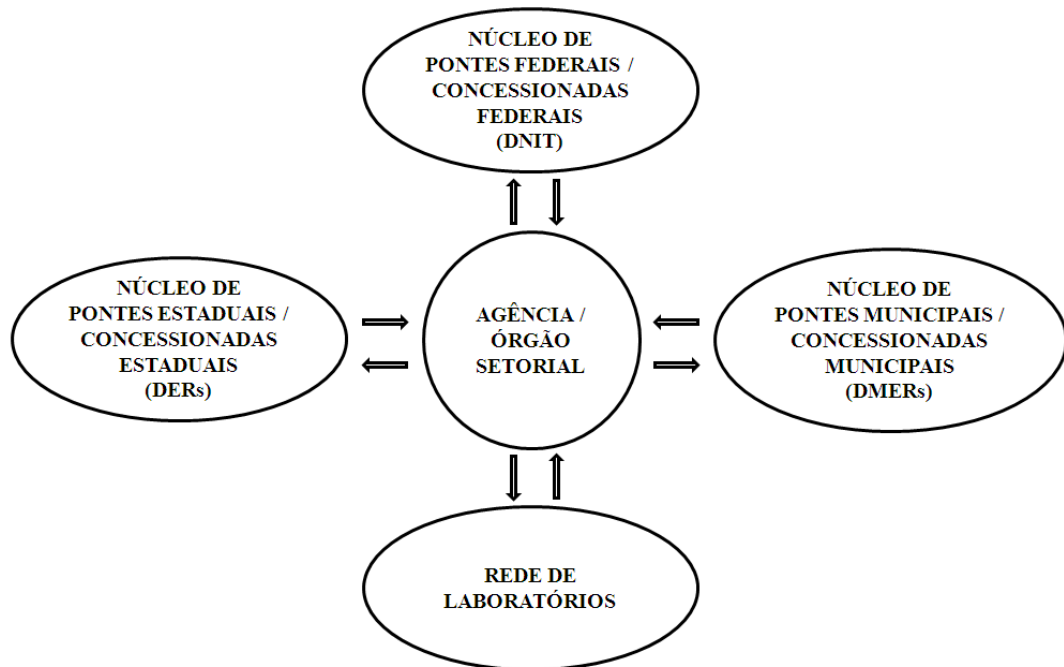


Figura 6.1 – Modelo de integração dos dados das pontes federais, estaduais e municipais e das respectivas concessionadas

Em um primeiro momento, dados básicos como localização (inclusive coordenadas geográficas), dimensões, número de vãos, tipologia estrutural, materiais utilizados, estimativa do VMD e avaliação visual das condições possibilitariam conhecer o tamanho e as condições desse universo, desconhecido atualmente. Em etapas posteriores da implantação do sistema ocorreriam os refinamentos, com base nos resultados obtidos nas etapas anteriores.

As principais contribuições apresentadas neste trabalho dizem respeito:

- à caracterização das pontes das rodovias federais, a partir de dados coletados em diversas fontes sobre 5.619 pontes, o que resultou em informações preciosas sobre o sistema;
- à análise dos dados coletados, como referência para escolha da consideração dos efeitos da deterioração do concreto e do aço na avaliação do comportamento à flexão do principal componente estrutural das pontes em viga;

- à comparação dos efeitos dos carregamentos proporcionados pelos veículos reais e de seus efeitos dinâmicos, através do coeficiente de impacto, com os padrões adotados nas normas de projeto;
- à comparação dos resultados das tensões no concreto e no aço, obtidas por processos tradicionais, a partir dos momentos fletores, com os obtidos diretamente através da discretização por elementos finitos do concreto e do aço;
- às diferenças encontradas nas distribuições de tensões nas barras da armadura obtidas a partir da hipótese da manutenção da seção plana e com a discretização por elementos finitos do concreto e do aço, na seção fissurada;
- à caracterização das variações das tensões, no concreto e no aço, decorrentes do processo de corrosão da armadura;
- à consideração de pesquisa de tráfego na definição dos efeitos dos veículos reais na verificação da fadiga no concreto e no aço; e,
- à possibilidade de verificação da condição estrutural das longarinas das pontes de concreto armado, a partir da verificação *in loco* da taxa de armadura.

Cabe ressaltar que os resultados apresentados o foram para a seção mais solicitada, e que deteriorações em regiões menos solicitadas podem significar a permanência em serviço da estrutura por muito mais tempo.

7 CONCLUSÕES

A diversidade de atividades previstas em um sistema de gestão de pontes, com incursões por aspectos eminentemente de engenharia, mas com elevada participação de aspectos econômicos, ambientais, políticos e legais, requer forte investimento na gestão das informações e exige uma sólida formação dos recursos humanos envolvidos.

Da análise dos dados disponibilizados referentes às 5.619 pontes da malha de rodovias federais brasileiras, podem ser feitas as seguintes considerações de caráter geral:

- os dados coletados nas fichas de cadastro e de inspeção das pontes não oferecem condições para outro tipo de avaliação que não sejam as meramente subjetivas;
- avaliações subjetivas dão margem a uma dispersão significativa dos resultados, dependendo do nível de conhecimento e da experiência dos avaliadores;
- o número elevado de pontes para as quais não se conhece a idade (2.313), não se conhece o trem-tipo de projeto (3.154) e não se conhecem as características de resistência dos materiais estruturais (praticamente todas) justificam a necessidade de elaboração de modelos para uma avaliação da importância dessas características nas condições de estabilidade das pontes e de realização de ensaios específicos, quando necessário;
- o aumento significativo da frequência das cargas móveis, devido ao aumento do volume de tráfego ao longo do tempo, foi ainda ampliado em razão do aumento do número de eixos por veículo, o que contribui para acelerar processos de deterioração das estruturas das pontes. Nesse particular, a simples inspeção visual pode não ser a forma mais adequada para avaliar a estabilidade e a durabilidade dessas estruturas;
- é de fundamental importância que o cadastro das pontes seja alimentado com o máximo de dados sobre as mesmas, e de forma mais detalhada, para que o acompanhamento do seu comportamento ao longo do tempo possa identificar, de forma mais precisa, indícios de situações indesejáveis nos aspectos de segurança estrutural, segurança de tráfego e de durabilidade; e,

- é necessário enfatizar quanto à importância das inspeções para acompanhar o comportamento das estruturas e garantir a integridade, a redução de custos de manutenção, recuperação e substituição das pontes do sistema.

Com a análise dos dados foi possível obter uma imagem geral da situação das pontes das rodovias federais, considerando em cada item os dados disponíveis como representativos do universo dessas pontes:

- 69% do número de pontes, correspondente a 64% da área de tabuleiro, possui idade superior a 30 anos, a partir da qual as patologias aumentam naturalmente;
- 83% das pontes são em viga de concreto armado;
- 50% das pontes são bi-apoiadas;
- 63% das pontes possuem extensão inferior a 50,0 m;
- 80% das pontes possuem largura inferior a 12,0 m (o padrão atual é de 12,8 m)
- 93% das pontes possuem vão máximo inferior a 40,0 m; e,
- 90% das pontes foram projetadas com trem-tipo TB240 ou TB360. Para pontes bi-apoiadas com vãos superiores a 20,0 m o efeito do veículo RT-74/20 já supera os dos padrões de norma.

Da análise dos dados das inspeções realizadas no âmbito do SGO, podem ser feitas as seguintes considerações:

- dos elementos componentes das pontes, as vigas são consideradas as mais problemáticas, sendo a armadura principal exposta e deteriorada a principal insuficiência estrutural desses elementos;
- das pontes consideradas precárias, 92% possuem idade superior a 30 anos;
- das pontes consideradas sofríveis, 87% possuem idade superior a 30 anos;
- das pontes com armadura longitudinal exposta e deteriorada, apenas 7% apresentam quadro fissuratório intenso ou fissura de grande abertura. A corrosão existente é consequência de deficiência de recobrimento da armadura, ou mesmo inexistência dele, e afeta predominantemente a primeira camada. A grande maioria aparenta um processo muito lento de corrosão ou mesmo a passivação da armadura; e,
- das pontes vistoriadas, 34% foram consideradas em condição de conservação sofrível e 3% em condição precária.

Da análise dos resultados dos modelos em elementos finitos de uma ponte típica, com longarinas bi-apoiadas e vão de 20,0 m, submetida aos carregamentos

previstos nas normas de projeto e aos carregamentos dos veículos reais, nos quais as longarinas foram consideradas não-fissuradas, fissuradas e fissuradas com corrosão da primeira camada da armadura, podem ser feitas as seguintes considerações:

- a tensão máxima de compressão no concreto, no topo do tabuleiro, nos Estádios 1 e 2, com módulo de deformação do concreto E_c ou $0,5.E_c$, para taxas de armadura variando de $\rho_1=3,78\%$ a $\rho_3=2,68\%$, com a armadura íntegra ou até com a primeira camada totalmente corroída, considerando o carregamento $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$, com os modelos (B-C) ou (SOL) foi de 6,94 MPa, correspondente a 32,6% da resistência à compressão média do concreto e a 38,6% da sua resistência característica, considerado um desvio padrão de 2,0 MPa;
- os valores das tensões médias nas armaduras obtidas com os modelos (B-C) e (SOL) são praticamente coincidentes nos Estádios 1 e 2, com módulo de deformação do concreto E_c ou $0,5.E_c$, para taxas de armadura variando de $\rho_1=3,78\%$ a $\rho_4=1,63\%$, com o carregamento $\{\text{PERM}\}$. Para o carregamento $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$, em razão da assimetria do mesmo, os resultados apresentam mesma tendência mas pequena diferença a maior (inferior a 10%) para o modelo (SOL), que considera com mais propriedade a ligação tabuleiro-longarina;
- a distribuição das tensões nas barras da armadura no Estádio 1, para o carregamento $\{\text{PERM}\}$ ou $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$, no modelo (B-C) apresenta o mesmo aspecto que a obtida com o modelo (SOL), onde uma barra mais afastada da linha neutra assume o maior valor da tensão, enquanto uma barra menos afastada da linha neutra assume o menor valor;
- a distribuição das tensões nas barras da armadura no Estádio 2, para o carregamento $\{\text{PERM}\}$ ou $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$, no modelo (B-C) é completamente diferente da obtida com o modelo (SOL), uma vez que no modelo (SOL) a barra que apresenta maior valor de tensão encontra-se na camada mais próxima à linha neutra. Na camada mais afastada da linha neutra, neste caso, a barra menos tracionada apresenta um valor de tensão correspondente a 71,5% da barra da armadura com a tensão máxima para o carregamento $\{\text{PERM}\}$ e a 67,7% no caso do carregamento $\{\text{PERM} + \varphi.TB450\}$, enquanto a barra mais tracionada desta mesma camada apresenta um valor de tensão correspondente a 78,5% da barra da armadura com a tensão máxima

para o carregamento {PERM} e a 76,4% no caso do carregamento {PERM + ϕ .TB450};

- a corrosão total da primeira camada e a variação do módulo de deformação do concreto de E_c para $0,5.E_c$ praticamente não alteram os níveis das tensões de compressão no topo do tabuleiro;

- a variação da taxa de armadura de $\rho_1=3,78\%$ a $\rho_3=2,68\%$ praticamente não altera os níveis das tensões de compressão no topo do tabuleiro, para valores do módulo de deformação do concreto E_c e $0,5.E_c$;

- a consideração do efeito dinâmico dos veículos através do coeficiente de impacto $\phi=1,26$ aumenta em aproximadamente 15% a tensão de compressão máxima no topo do tabuleiro e em 11% a tensão de tração máxima na armadura;

- para a seção com $\rho_3=2,68\%$, considerando o módulo de deformação E_c , uma redução da área das barras da primeira camada em 40% aumenta em apenas 4,2% a tensão na barra mais solicitada. A corrosão total da primeira camada provoca um aumento de 13,9%;

- a fadiga do concreto comprimido não se constitui em problema em razão dos baixos valores das tensões, em quaisquer das situações de carregamento;

- para as pontes dimensionadas com o aço CA25 e que mantenham a armadura íntegra ou pouco corroída, a fadiga do aço não se constitui em problema para a imensa maioria das pontes federais brasileiras. Um melhor detalhamento da composição da frota pode vir a comprovar que é possível estender essa conclusão para a totalidade delas;

- para as pontes projetadas com o aço CA50, mesmo com a armadura íntegra, a verificação da fadiga do aço deve ser feita com maior refinamento, detalhando melhor a composição da frota e o VMD, para reduzir as possibilidades de sua condenação. Nesses casos, exigências de norma quanto à limitação da tensão de tração em serviço para atender a limites de abertura máxima de fissura, que aumentam a taxa de armadura, podem favorecer na verificação de fadiga; e,

- é necessário construir modelos semelhantes para avaliar o que acontece com as pontes com vãos inferiores e superiores aos 20,0 m.

Na avaliação de condição das pontes de concreto armado, a existência de armaduras longitudinais corroídas, às vezes até muito corroídas, embora passe uma péssima impressão aos menos avisados, pode não significar necessariamente uma situação crítica em termos de estabilidade estrutural. O posicionamento da região afetada, mais ou menos próxima da seção mais solicitada, a intensidade da corrosão, a densidade de armadura existente e a intensidade e composição do tráfego são fatores que determinam a maior ou menor gravidade do problema, o que deve resultar na flexibilização dos critérios adotados na avaliação de condição das pontes.

REFERÊNCIAS

- [1] INSTITUTO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO E ARTÍSTICO NACIONAL - IPHAN. **Livro do Tombo Histórico, Decreto-Lei Nº 25 de 30 de novembro de 1937, Fls 21, Nº de Inscrição 116, Processo Nº 186-T.**
- [2] INSTITUTO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO E ARTÍSTICO NACIONAL – IPHAN. **Programa IPHAN/MONUMENTA/BID. Memória Descritiva.** 2002.
- [3] ARQUIVO PÚBLICO ESTADUAL. **Termo de Compromisso.** Livro 470, p.40, 1840.
- [4] ROSTAM, S. **Service Life of Concrete Structures.** Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones. Cuadernos INTEMAC Nº 61. Madrid, 1º trimestre de 2006.
- [5] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Rede Rodoviária do Plano Nacional de Viação - PNV2006.**
- [6] BRASIL. Decreto Lei nº 8.463/45. Reorganiza o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, cria o Fundo Rodoviário Nacional e dá outras providências. Dezembro, 1945.
- [7] CONSÓRCIO PONTIS / MAIA MELO. **Manual de Inspeções Rotineiras de Pontes Rodoviárias.** Implantação e Operação em Âmbito Nacional do Sistema de Gerenciamento de Pontes – 3ª Fase. Relatório Final – Novembro de 2004.
- [8] AGÊNCIA REGULADORA DE SERVIÇOS PÚBLICOS DE TRANSPORTE DO ESTADO DE SÃO PAULO – ARTESP. **Controle das Condições Estruturais, Funcionais e de Durabilidade das Obras de Arte Especiais (OAE).** Comissão de Concessões Rodoviárias, 1999.
- [9] CONSÓRCIO PONTIS / MAIA MELO. **Manual de Inspeções Rotineiras de Pontes Rodoviárias.** Implantação e Operação em Âmbito Nacional do Sistema de Gerenciamento de Pontes – 3ª Fase. Anexo II. Relatório Final – Novembro de 2004.
- [10] HIGHWAYS AGENCY, SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES, TRANSPORT RESEARCH LABORATORY, LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. **Management of**

Bridges / Gestion des Ponts. Thomas Telford.2005.

- [11] BRIDGE MANAGEMENT IN EUROPE - BRIME. **Deliverable D14 - Final Report.** March 2001.
- [12] SIB-BAUWERKE **Erfassungsprogramm V1.7 – DEMO. 2004.**
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9452:** Vistorias de Pontes e Viadutos de Concreto. Rio de Janeiro: ABNT, agosto 1986.
- [14] INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias.** Publicação IPR – 709. 2.ed. Rio de Janeiro, 2004.
- [15] INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE MAINTENANCE AND SAFETY – IABMAS. **First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management.** July, 2002. Barcelona, Spain.
- [16] INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE MAINTENANCE AND SAFETY – IABMAS. **Second International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management.** October, 2004. Kyoto, Japan.
- [17] INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE MAINTENANCE AND SAFETY – IABMAS. **Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management.** July, 2006. Porto, Portugal.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, março 2003.
- [19] MENDES, Paulo de Tarso 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.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 1:** Norma para Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT,1940.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 2:** Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT,1940.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 6:** Carga Móvel em Pontes Rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT,1940.
- [23] NORMAS RODOVIÁRIAS. **NPER6:** Normas para Projeto de Estradas de Rodagem.1949.

- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 1:** Norma para Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT,1960.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 2:** Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT,1960.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 6:** Carga Móvel em Pontes Rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT,1960.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 1:** Projeto e Execução e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT,1978.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB2:** Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT,1987.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB6:** Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.
- [30] BRASIL. Lei nº 9.503 / 1997 – Institui o Código de Trânsito Brasileiro. Setembro, 1997.
- [31] CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO – CONTRAN. Resolução nº 12/98. Estabelece os Limites de Peso e Dimensões para Veículos que Transitem por Vias Terrestres. Fevereiro, 1998.
- [32] CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO – CONTRAN. Resolução nº 211/06. Requisitos Necessários à Circulação de Combinações de Veículos de Carga - CVC. Novembro, 2006.
- [33] ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS – USP. **Análise das Conseqüências do Tráfego de CVCs (Combinações de Veículos de Carga) sobre as Obras de Arte Especiais da Rede Vária do DER – SP.** Relatório Técnico. Junho, 2001.
- [34] SAP 2000 **Integrated Software for Structural Analysis and Design – Version 11.** Computers & Structures, Inc.
- [35] Penner, Elisabeth. **Avaliação de Desempenho de Sistemas Estruturais de Pontes de Concreto.** São Paulo, 2001. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [36] CENTRO DE EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES –

- CENTRAN. **Plano Diretor Nacional Estratégico de Pesagem – PDNEP.** Junho/2006.
- [37] CENTRO DE EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES – CENTRAN. **Plano Diretor Nacional Estratégico de Pesagem – PDNEP. Volume II. Pesquisa de Tráfego.** Junho/2006.
- [38] CENTRO DE EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES – CENTRAN. **Plano Diretor Nacional Estratégico de Pesagem – PDNEP. Volume III. Modelagem de Transportes.** Junho/2006.
- [39] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP / MODEL CODE 1990 – **Design Code.** Thomas Telford Services Ltd. 1993.
- [40] Zanuy, Carlos; Fuente, Pablo de La; Albajar, Luis. **Effect of fatigue degradation of the compression zone of concrete in reinforced concrete sections.** Engineering Structures 29 (2007) 2908 – 2920.
- [41] LABORATÓRIO DE ESTRUTURAS E MATERIAIS ESTRUTURAIIS – LEM DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. **Ensaio de Fadiga de Barras de Aço CA50 de 16 mm para Concreto Armado.** Relatório Técnico No 03/026. Janeiro, 2002.
- [42] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON – CEB. **Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures.** Bulletin d'Information n° 243. May, 1998.
- [43] BRIDGE MANAGEMENT IN EUROPE – BRIME. **Deriverable D6 - Experimental Assessment Methods and Use of Reliability Techniques.** 1999.
- [44] Watson, Richard T. **Data Management – Banco de Dados e Organizações.** 3 ed. LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.. 2004.
- [45] BRASIL. Decreto-Lei n° 284/67 – Institui o Imposto sobre Transporte Rodoviário de Passageiros e dá outras providências. Fevereiro, 1967.
- [46] BRASIL. Decreto-Lei n° 791/69 – Dispõe sobre o Pedágio em Rodovias Federais e dá outras providências. Agosto, 1969.
- [47] BRASIL. Decreto-Lei n° 999/69 – Institui Taxa Rodoviária Única, incidente sobre o Registro e Licenciamento de Veículos e dá outras providências. Outubro, 1969.
- [48] BRASIL. Decreto-Lei n° 1438/75 – Altera o Decreto-Lei n° 284/67, estende

- a incidência do Imposto sobre os Serviços de Transporte Rodoviário de Passageiros ao Transporte Rodoviário de Cargas e dá outras providências. Dezembro, 1975.
- [49] MINISTÉRIO DA ECONOMIA, FAZENDA E PLANEJAMENTO. Portaria nº 742/91. Imposto sobre a Importação de Petróleo Óleo. 1991.
- [50] BRASIL. Lei nº 10336/01 – Institui a Contribuição de Intervenção no Domínio Econômico incidente sobre a Importação e Comercialização do Petróleo e seus Derivados, Gás Natural e seus Derivados, e Álcool Etílico Combustível (CIDE) e dá outras providências. Dezembro, 2001.
- [51] BRASIL. Lei nº 10.636/02 – Cria o Fundo Nacional de Infra-Estrutura de Transportes – FNIT e dá outras providências. Dezembro, 2002.
- [52] PESSOA, R. S. **Fontes de Financiamento para Infra-estrutura Rodoviária Federal: Necessidade de Recomposição** – Texto para Discussão Nº 293, Instituto de Pesquisas Econômicas Aplicadas – IPEA – Fev. 1993.
- [53] SOUZA, L. R. **Implantação das Diretrizes de Sustentabilidade nos Empreendimentos de Infra-Estrutura Rodoviária**. Diretoria de Planejamento e Pesquisa – Coordenação Geral de Meio Ambiente – DNIT.
- [54] BRASIL. Lei nº 6.938 - **Dispõe sobre a Política Nacional do Meio Ambiente**. Agosto, 1981.
- [55] BRASIL. Decreto Nº 99.274 - Regulamenta a Lei Nº 6.938, de 31 de agosto de 1981. **Dispõe sobre a Política Nacional de Meio Ambiente**. Junho, 1990.
- [56] RESOLUÇÃO DO CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE – CONAMA nº. 237, de 19 de dezembro de 1997.
- [57] Disponível em: <<http://www.corrosion-doctors.org/Bridges/Silver-Bridge.htm>>. Acesso em: 10/09/2007.
- [58] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO. **The Maintenance and Management of Roadways and Bridges. Maintenance Manual**. 2006.
- [59] FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA) – NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE (NHI). **Bridge Inspector’s Reference Manual**. Publication Nº. FHWA NHI 03-001, October, 2002.
- [60] HAARDT, P. **Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das**

- deutsche Fernstraßenetz – Stufe 1 und 2.** Schlussbericht zum AP-Projekt 99 245. Bundesanstalt für Straßenwesen. August 2002.
- [61] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU- UND WOHNUNGSWESEN. **Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 – RI – EBW – PRÜF.**1986 - 1994.
- [62] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 1076.** Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung, Ausgabe 1983.
- [63] Novák B. **Strategies for Bridge Maintenance in the Bridge Management System for the German Highway Network.**
- [64] BRASIL. Lei nº 5917 / 1973 – Aprova o Plano Nacional de Viação e dá outras providências. Setembro, 1973.
- [65] ASSOCIATION FRANÇAISE DE GÉNIE CIVIL – AFGC. **Concrete Design for a Given Structure Service Life.** April, 2007. Paris, France.
- [66] ArcView GIS 3.3. Environmental Systems Research Institute, Inc. 1995.
- [67] ALVES, Amara M. C. **Contribuição à Análise da Perspectiva de Vida Útil de Estruturas em Concreto Face ao Teor de Cloreto Registrado em Maceió – AL.** Dissertação de Mestrado – UFAL. 2007.
- [68] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Ofício Circular Nº 008/2005 – IPR/DNIT. Solicita encaminhar relação de Obras-de-Arte Especiais (OAEs).** Rio de Janeiro, nov. 2005.