

ANSELMO LEAL CARNEIRO

Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto

São Paulo

2021

ANSELMO LEAL CARNEIRO

Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto

Versão corrigida

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Ciências.

Área de concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

São Paulo

2021

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 26 de janeiro de 2021.



Anselmo Leal Carneiro



Túlio Nogueira Bittencourt

Catálogo-na-publicação

Carneiro, Anselmo

Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto / A. Carneiro -- versão corr. -- São Paulo, 2021.

167 p.

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

1.Fadiga das estruturas 2.Pontes rodoviárias de concreto 3.Pesagem em movimento 4.Carga móvel 5.Confiabilidade estrutural I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

ANSELMO LEAL CARNEIRO

Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto

Versão corrigida

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para a obtenção do título de Doutor em Ciências.

São Paulo

2021



Universidade de São Paulo

ATA DE DEFESA

Aluno: 3144 - 9853759 - 1 / Página 1 de 1

Ata de defesa de Tese do(a) Senhor(a) Anselmo Leal Carneiro no Programa: Engenharia Civil, do(a) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Aos 07 dias do mês de dezembro de 2020, no(a) realizou-se a Defesa da Tese do(a) Senhor(a) Anselmo Leal Carneiro, apresentada para a obtenção do título de Doutor intitulada:

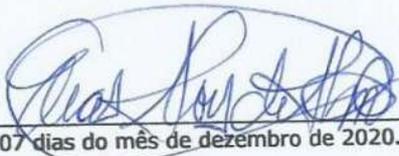
"Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto"

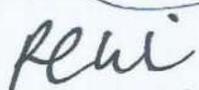
Após declarada aberta a sessão, o(a) Sr(a) Presidente passa a palavra ao candidato para exposição e a seguir aos examinadores para as devidas arguições que se desenvolvem nos termos regimentais. Em seguida, a Comissão Julgadora proclama o resultado:

Nome dos Participantes da Banca	Função	Sigla da CPG	Resultado
Túlio Nogueira Bittencourt	Presidente	EP - USP	<u>Aprovado</u>
Roberto Caldas de Andrade Pinto	Titular	UFSC - Externo	<u>Aprovado</u>
André Teófilo Beck	Titular	EESC - USP	<u>Aprovado</u>
Hermes Carvalho	Titular	UFMG - Externo	<u>Aprovado</u>
Antonio Carlos dos Santos	Suplente	UFU - Externo	<u>Aprovado</u>

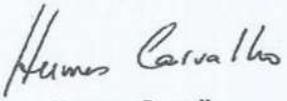
Resultado Final: APROVADO

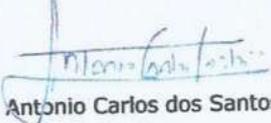
Parecer da Comissão Julgadora *

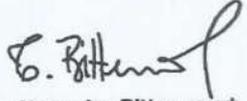
Eu, Elias Alves de Almeida , lavrei a presente ata, que assino juntamente com os(as) Senhores(as). São Paulo, aos 07 dias do mês de dezembro de 2020.


Roberto Caldas de Andrade Pinto

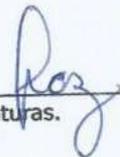

André Teófilo Beck

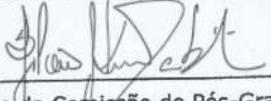

Hermes Carvalho


Antonio Carlos dos Santos


Túlio Nogueira Bittencourt
Presidente da Comissão Julgadora

* Obs: Se o candidato for reprovado por algum dos membros, o preenchimento do parecer é obrigatório.

A defesa foi homologada pela Comissão de Pós-Graduação em 14/12/2020 e, portanto, o(a) aluno(a)  jus ao título de Doutor em Ciências obtido no Programa Engenharia Civil - Área de concentração: Engenharia de Estruturas.


Presidente da Comissão de Pós-Graduação

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pelo dom da vida, por ter-me abençoado e me dado forças para cumprir mais esta etapa.

Aos meus pais, José Carlos e Marli, pelo amor, incentivo e apoio, que são fundamentais em minha vida, e por todo o suporte fornecido para que eu alcançasse meus objetivos profissionais.

À minha irmã, Amanda, pelo amor e por ter contribuído para despertar a minha vocação docente.

À minha noiva, Tatiana, cujo amor e dedicação contribuíram para que eu cumprisse, de forma agradável, esta importante etapa da minha vida.

Ao meu orientador, professor Túlio Bittencourt, pela oportunidade, confiança e conselhos.

Ao professor André Beck, pelas valiosas orientações, principalmente na parte de confiabilidade estrutural da pesquisa.

Ao amigo Marcos Antonio Rodrigues, cuja parceria me fez prestar o concurso para professor da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), *campus* Macaé.

Ao tio Francisco, pela revisão gramatical deste trabalho.

À Universidade Federal do Rio de Janeiro, *campus* Macaé, por apoiar o doutoramento.

Ao colega de doutorado Enson Portela, por compartilhar os dados do sistema WIM e os projetos de pontes.

À colega Silvia Juliana Nova, por compartilhar suas experiências no MATLAB.

Ao professor Antonio Carlos Laranjeiras, por compartilhar diversas referências bibliográficas.

À Arteris, S. A. e à ANTT, pelo apoio em relação ao sistema WIM.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudos concedida durante o primeiro ano de doutoramento.

RESUMO

CARNEIRO, A. L. **Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto.** 2021. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2021.

As pontes rodoviárias, por receberem um carregamento variável proveniente do tráfego de veículos, são suscetíveis à fadiga. O nível de segurança à fadiga das normas brasileiras, porém, ainda é desconhecido, especialmente em relação aos projetos com longarinas protendidas. Este trabalho avalia o nível de segurança à fadiga que as normas brasileiras de projeto proporcionam em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto, utilizando dados de pesagem em movimento (*weigh-in-motion* – WIM) de uma importante rodovia federal brasileira, a BR-381 (Rodovia Fernão Dias). Na primeira etapa do trabalho, avaliam-se as solicitações do trem-tipo vigente em relação às do tráfego e desenvolve-se um modelo de carga móvel de fadiga compatível com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga. Para tanto, consideram-se estruturas típicas, de seções com múltiplas vigas e celular, nas quais as razões entre as solicitações do tráfego e da carga móvel (fatores de viés) são determinadas para vãos biapoiados e contínuos em termos de momento fletor e força cortante. Verifica-se que o trem-tipo atual não apresenta uniformidade nos vieses e pode não estar em consonância com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga. O modelo proposto, por outro lado, apresenta fatores de viés mais uniformes e condiz melhor com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga. Na segunda etapa do trabalho, consideram-se diversas concepções de pontes e se avaliam a vida útil e os índices de confiabilidade, em relação à fadiga, das armaduras de longarinas em concreto armado e protendido, com base no tráfego obtido da estação WIM. Para tanto, utiliza-se o método do dano linear acumulado, também conhecido como regra de Palmgren-Miner, em que a análise de confiabilidade é realizada para a vida útil de projeto. Verifica-se que o dimensionamento das armaduras longitudinais (ativa e passiva) e transversais, de acordo com as normas brasileiras, assegura estimativas de vida útil e índices de confiabilidade, à fadiga, além dos valores recomendados na literatura. Assim, apesar de o trem-tipo brasileiro não ser compatível com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga, os critérios de dimensionamento das normas brasileiras, que incluem os coeficientes parciais de segurança e a tensão limite para a verificação de fadiga, garantem níveis de segurança à fadiga satisfatórios. No caso de longarinas protendidas, a variação de tensão limite de projeto para a verificação de fadiga dos estribos poderia inclusive ser aumentada.

Palavras-chave: Fadiga das estruturas. Pontes rodoviárias de concreto. Pesagem em movimento. Carga móvel. Confiabilidade estrutural.

ABSTRACT

CARNEIRO, A. L. **Assessment of fatigue safety level provided by Brazilian design standards for concrete highway bridge girders**. 2021. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2021.

It is well known that highway bridges are subjected to fatigue as they work under live loads with different frequencies and amplitude. The fatigue safety level required by Brazilian codes is still unknown, especially for prestressed concrete girders. This work assesses the fatigue safety level provided by Brazilian design standards in relation to concrete highway bridge girders, using weigh-in-motion (WIM) data of an important federal Brazilian highway, BR-381 (Fernão Dias Highway). In the first part of the work, the current live load model is evaluated in relation to the actual traffic and a new fatigue live load model is proposed, using the unlimited fatigue life approach. The main structural analysis performed consider the bridges as box girders or multiple girders. The ratio between real traffic and the live load model load effect (bias factor) are determined for single and continuous spans in terms of bending moment and shear force. It is found that the bias factor of the current live load can vary a lot and may not be in accordance with the unlimited fatigue life approach. The proposed model, on the other hand, presents more uniform bias factors and agrees with the unlimited fatigue life approach. In the second part of the work, the service life and reliability indexes, from the fatigue point of view, of several concrete girders (prestressed and reinforced conceptions) are evaluated using the WIM data. The cumulative linear damage method, also known as the Palmgren-Miner rule, is considered, which the reliability analysis is performed for design service life. It is found that the design of longitudinal (reinforcing and prestressing) and transverse reinforcements according to Brazilian codes ensured values for service life and reliability indexes, in terms of fatigue, higher than values recommended in the literature. Although the Brazilian live load model does not comply with unlimited fatigue life approach, the partial safety factors and stress limits recommended for fatigue design guarantee satisfactory safety levels. For prestressed girders, the stress limit recommended for fatigue design of stirrups could even be increased.

Keywords: Fatigue of structures. Concrete highway bridges. Weigh-in-motion. Live load model. Structural reliability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Processo de ruptura à fadiga em uma seção transversal de armadura.....	32
Figura 2.2 – Exemplo de ruptura à fadiga em armadura	32
Figura 2.3 – Formato das curvas S-N para as armaduras	34
Figura 2.4 – Plotagem de dados de ensaio à fadiga, em escala logarítmica, para cordoalhas de protensão e linha de regressão para o nível de confiança de 95%.....	35
Figura 2.5 – Curvas de resistência à fadiga, em escala logarítmica, para armadura passiva reta conforme o CEB/FIP-90	36
Figura 2.6 – Fissuras próximas ao apoio de uma viga ensaiada à fadiga considerando a análise de cisalhamento: a) estribos que sofreram ruptura; b) fissuração próxima ao apoio (com partes de concreto removidas); c) ruptura do estribo por fadiga.....	37
Figura 2.7 – Registros de tensão: a) registro regular; b) registro irregular	39
Figura 2.8 – Exemplo de aplicação do método <i>Rainflow</i> (as linhas tracejadas indicam os traçados auxiliares).....	40
Figura 2.9 – Carga móvel rodoviária padrão do Brasil (dimensões em metros).....	43
Figura 2.10 – Exemplos de seções transversais: a) seção celular; b) seção com múltiplas vigas	49
Figura 2.11 – Formato das linhas de influência (LI) de reação vertical para as longarinas pelo processo de Engesser/Courbon: a) LI para a longarina 1; b) LI para a longarina 2; c) LI para a longarina 3	51
Figura 2.12 – Modelo para o processo de Fauchart.....	51
Figura 2.13 – Detalhes do modelo para o processo de Fauchart	52
Figura 2.14 – Retângulos utilizados no cálculo do momento de inércia à torção das longarinas	53
Figura 2.15 – Formato das linhas de influência para a longarina 1 pelo processo de Fauchart para um vão de 14 metros: a) reação vertical; b) momento torçor	54
Figura 2.16 – Formato das linhas de influência para a longarina 2 pelo processo de Fauchart para um vão de 14 metros: a) reação vertical; b) momento torçor	54
Figura 2.17 – Formato das linhas de influência para a longarina 3 pelo processo de Fauchart para um vão de 14 metros: a) reação vertical; b) momento torçor	54
Figura 2.18 – Exemplos de funções de probabilidades para a distribuição normal: a) função de densidade de probabilidades; b) função de distribuição acumulada de probabilidades	57

Figura 2.19 – Exemplos de funções de probabilidades para a distribuição log-normal: a) função de densidade de probabilidades; b) função de distribuição acumulada de probabilidades	58
Figura 2.20 – Exemplos de funções de probabilidades para a distribuição de Weibull: a) função de densidade de probabilidades; b) função de distribuição acumulada de probabilidades	60
Figura 2.21 – Exemplo de plotagem de dados em papel de probabilidade normal.....	61
Figura 2.22 – Exemplo de plotagem de dados em papel de probabilidade log-normal	62
Figura 2.23 – Exemplo de plotagem de dados em papel de probabilidade de Weibull.....	63
Figura 2.24 – Função de densidade conjunta, domínio de falha Ω_f e de sobrevivência Ω_s	67
Figura 2.25 – Representação gráfica do método FORM.....	69
Figura 3.1 – Veículo trafegando sobre o sistema HS-WIM na BR-381.....	73
Figura 3.2 – Esquema do sistema HS-WIM para a BR-381 (*os sensores de posição, que detectam eventuais mudanças de faixa, não foram instalados).....	75
Figura 3.3 – a) Equipamento para a coleta e análise dos dados; b) Sensor piezoelétrico	75
Figura 3.4 – a) Limpeza do pavimento; b) Marcação na pista	76
Figura 3.5 – Execução de cortes no pavimento para a instalação dos sensores	77
Figura 3.6 – Instalação dos sensores	77
Figura 3.7 – a) Preenchimento dos cortes; b) Aspecto final do pavimento.....	78
Figura 4.1 – Seções transversais das pontes consideradas	84
Figura 4.2 – Linhas de influência	86
Figura 4.3 – Linhas de influência para estruturas contínuas e biapoiadas	86
Figura 4.4 – Exemplo de determinação da solicitação do tráfego para a vida útil ilimitada à fadiga no papel de probabilidade normal	88
Figura 4.5 – Fatores de viés para o momento fletor no meio de vão de pontes celulares biapoiadas.....	89
Figura 4.6 – Fatores de viés para a força cortante adjacente ao apoio de pontes celulares biapoiadas.....	90
Figura 4.7 – Fatores de viés para o momento fletor no apoio de pontes celulares contínuas ..	90
Figura 4.8 – Fatores de viés para o momento fletor no meio do vão de pontes com múltiplas vigas.....	91
Figura 4.9 – Fatores de viés para a força cortante adjacente ao apoio de pontes com múltiplas vigas.....	91
Figura 4.10 – Proposta do modelo brasileiro para a vida útil ilimitada à fadiga.....	92
Figura 4.11 – Fatores de viés considerando o modelo proposto	93
Figura 4.12 – Fator de amplificação dinâmica para o modelo proposto	94

Figura 4.13 – Comparação entre os modelos para o máximo momento fletor no vão em pontes biapoiadas	95
Figura 4.14 – Comparação entre os modelos para a força cortante adjacente ao apoio em pontes biapoiadas	96
Figura 4.15 – Comparação entre os modelos para o momento no apoio em pontes contínuas	96
Figura 5.1 – Exemplo de seção transversal	97
Figura 5.2 – Detalhes das longarinas	99
Figura 5.3 – Exemplo de registro de picos e vales da força cortante para a seção adjacente ao apoio devido exclusivamente à passagem de um caminhão	102
Figura 5.4 – Exemplo de registro de picos e vales da força cortante para a seção adjacente ao apoio devido exclusivamente à passagem de dois caminhões em múltiplas presenças	102
Figura 5.5 – Algumas possibilidades de passagem dos veículos nas pontes: a) veículo isolado; b) veículos em sequência na mesma faixa; c) veículos lado a lado; d) veículos em sequência em faixas distintas	103
Figura 5.6 – Delimitação da parede da seção vazada equivalente e a respectiva linha média (linha tracejada) para uma longarina (similar ao considerado em Stucchi e Skaf, 2006)	111
Figura 5.7 – Fluxograma para a obtenção das distribuições de probabilidades e parâmetros da variável $\sum(1/N_i)$ (*no Apêndice B, o valor de 5.000 é alterado para 2.500 e 7.500)	117
Figura 5.8 – Valores de $\sum(1/N_i)$ no papel de probabilidade log-normal e os parâmetros da variável para a armadura passiva longitudinal da longarina de extremidade da ponte número 12	118
Figura 5.9 – Valores de DM_i no papel de probabilidade Weibull e os parâmetros da variável para a armadura passiva longitudinal da longarina de extremidade da ponte número 12	119
Figura 5.10 – Índices de confiabilidade para a armadura ativa	122
Figura 5.11 – Índices de confiabilidade para a armadura passiva longitudinal	122
Figura 5.12 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça I e curva S-N de barra reta	123
Figura 5.13 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça II e curva S-N de barra reta	123
Figura 5.14 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça I e curva S-N de barra dobrada	125
Figura 5.15 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça II e curva S-N de barra dobrada	125

Figura 5.16 – Índices de confiabilidade para os estribos (modelo de treliça II e curva S-N de barra reta) de acordo com o espaçamento entre as longarinas	127
Figura 5.17 – Índices de confiabilidade para os estribos (modelo de treliça II e curva S-N de barra dobrada) de acordo com o espaçamento entre as longarinas.....	127
Figura 5.18 – Índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos e estimativas de vida útil à fadiga (utilizando $f_c = f_{cd}$) dos estribos (resultados para as curvas S-N de barra reta e barra dobrada).....	129
Figura 5.19 – Índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos e estimativas de vida útil à fadiga (utilizando $f_c = f_{ck}$) dos estribos (resultados para as curvas S-N de barra reta e barra dobrada).....	130
Figura 5.20 – Índices de confiabilidade para os estribos considerando o dimensionamento com $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa - modelo de treliça II e curva S-N de barra reta	133
Figura 5.21 – Comparativo entre os modelos para o máximo momento fletor no vão	135
Figura 5.22 – Comparativo entre os modelos para a força cortante adjacente ao apoio	135
Figura A.1 - Histograma do peso bruto total para a classe 2C.....	153
Figura A.2 - Histograma do peso bruto total para a classe 2S1.....	154
Figura A.3 - Histograma do peso bruto total para a classe 3C.....	154
Figura A.4 - Histograma do peso bruto total para a classe 2S2.....	155
Figura A.5 - Histograma do peso bruto total para a classe 2I2.....	155
Figura A.6 - Histograma do peso bruto total para a classe 4CD.....	156
Figura A.7 - Histograma do peso bruto total para a classe 2S3.....	156
Figura A.8 - Histograma do peso bruto total para a classe 3S2.....	157
Figura A.9 - Histograma do peso bruto total para a classe 3S3.....	157
Figura A.10 - Histograma do peso bruto total para a classe 3I3.....	158
Figura A.11 - Histograma do peso bruto total para a classe 3D4.....	158
Figura A.12 - Histograma do peso bruto total para a classe 3M6.....	159
Figura A.13 – Histograma do peso do primeiro eixo para a classe 3M6.....	159
Figura A.14 – Histograma do peso do tandem duplo para a classe 3M6.....	160
Figura A.15 – Histograma do peso do tandem triplo para a classe 3M6 (os histogramas para os dois tandem triplos são similares).....	160
Figura A.16 – Histograma do peso do eixo individual para a classe 3I3 (os histogramas para os três eixos individuais traseiros são similares).....	161

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros de algumas curvas S-N (características) de acordo com o código modelo <i>fib</i> (2010)	37
Tabela 2.2 – Contagem de ciclos pelo método <i>Rainflow</i>	40
Tabela 2.3 – Valores de $\Delta f_{sd}, f_{ad}$ (MPa) para a armadura passiva e tipo de curva S-N.....	46
Tabela 2.4 – Valores de $\Delta f_{sd}, f_{ad}$ (MPa) para a armadura ativa e tipo de curva S-N.....	47
Tabela 2.5 – Tipos de curva S-N	47
Tabela 2.6 – Valores de αr para o cálculo do momento de inércia à torção.....	53
Tabela 2.7 – Parâmetros das curvas S-N considerando nível de confiança de 50%	71
Tabela 2.8 – Parâmetros da variável <i>DMi</i>	71
Tabela 2.9 – Valores apresentados na literatura para o índice de confiabilidade alvo à fadiga (pontes de concreto).....	72
Tabela 3.1 – Tolerâncias para 95% de confiança	76
Tabela 3.2 – Dados obtidos para cada veículo que passa sobre o sistema	81
Tabela 3.3 – Alguns dados para as 12 classes mais frequentes da BR-381 (setembro de 2016 a maio de 2017)	82
Tabela 3.4 – Comparativo do PBT médio (kN) para diferentes bases de dados de acordo com o período considerado.....	83
Tabela 5.1 – Principais dimensões das pontes e áreas de aço para as longarinas	100
Tabela 5.2 – Estimativas de vida útil à fadiga (VU_{fad}), em anos, para os estribos utilizando a curva S-N de barra reta.....	113
Tabela 5.3 – Parâmetros das curvas S-N (características) para barras dobradas.....	114
Tabela 5.4 – Estimativas de vida útil à fadiga (VU_{fad}), em anos, para os estribos utilizando as curvas S-N de barra dobrada	114
Tabela 5.5 – Variáveis aleatórias.....	116
Tabela 5.6 – Índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos	120
Tabela 5.7 – Parâmetros das curvas S-N para barras dobradas considerando nível de confiança de 50%.....	124
Tabela 5.8 – Parâmetros da variável <i>DMi</i> para barras dobradas	124
Tabela 5.9 – Áreas de aço dos estribos e índices de confiabilidade à fadiga para a ponte número 14 para as situações sem e com transversinas intermediárias (modelo de treliça II e curvas S-N de barras retas).....	128

Tabela 5.10 – Áreas de aço para os estribos considerando $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa, estimativas de vida útil e índices de confiabilidade à fadiga (modelo de treliça II e curvas S-N de barras retas)	132
Tabela 5.11 – Áreas de aço para o dimensionamento da ponte número 12 com protensão limitada e completa.....	134
Tabela 5.12 – Índices de confiabilidade para a ponte número 12 considerando protensão limitada e completa.....	134
Tabela A.1 – Percentual médio do peso bruto total que cabe a cada eixo.....	152
Tabela A.2 – Distância média entre eixos, em metros.....	153
Tabela B.1 – Índices de confiabilidade e momentos das variáveis dependentes para a armadura ativa da longarina de extremidade da ponte número 12 considerando diferentes volumes de tráfego.....	162
Tabela B.2 – Índices de confiabilidade e momentos das variáveis dependentes para a armadura passiva longitudinal da longarina de extremidade da ponte número 12 considerando diferentes volumes de tráfego.....	162
Tabela B.3 – Índices de confiabilidade e momentos das variáveis dependentes para os estribos da longarina de central da ponte número 12 considerando diferentes volumes de tráfego - modelo de treliça II e curva S-N de barra reta.....	162
Tabela C.1 – Distribuições de probabilidades e momentos (média μ e desvio-padrão σ) da variável $\Sigma(1/N_i)$ para as armaduras indicadas na Tabela 5.1.....	164
Tabela C.2 – Distribuições de probabilidades e momentos (média μ e desvio-padrão σ) da variável DM para as armaduras indicadas na Tabela 5.1.....	165
Tabela C.3 – Fatores de sensibilidade das variáveis da equação de estado-limite para as pontes da Tabela 5.1.....	166

LISTA DE SÍMBOLOS

m e K	Constantes associadas ao material nas curvas S-N
N	Número de ciclos para a falha nas curvas S-N
$\Delta\sigma$	Variação de tensão
ϕ_s	Diâmetro da armadura passiva
D	Diâmetro do pino de dobramento da barra
$\Delta\sigma_{Rsk}$	Variação de tensão característica
N^*	Número de ciclos correspondente à mudança da equação da reta
q_i	Número de ciclos do espectro para cada amplitude de variação de tensão
N_i	Número de ciclos para a falha para cada amplitude de variação de tensão (S-N)
$Dano_{(1an)}$	Dano de fadiga referente ao espectro de cargas de um ano
Δf_{sd}^f	Variação de tensão à fadiga de cálculo da ABNT NBR 7187 (1987)
Δf_{sk}^f	Variação de tensão característica à fadiga da ABNT NBR 7187 (1987)
γ_{fat}	Coefficiente de segurança de resistência à fadiga da ABNT NBR 7187 (1987)
f	Fator de redução de resistência à fadiga na ABNT NBR 7187 (1987)
r	Raio de curvatura da barra
L_{iv}	Vão teórico do elemento analisado para o cálculo do CIV
n_f	Número (inteiro) de faixas para o cálculo do CNF
b'	Largura do tabuleiro carregado para o cálculo de n_f
$\psi_{1,fad}$	Coefficiente para a verificação de fadiga na combinação frequente
γ_f	Coefficiente de ponderação da variação de tensão de fadiga
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_s	Coefficiente de ponderação da resistência do aço
$\Delta f_{sd,fad}^f$	Variação de tensão de projeto à fadiga para 2×10^6 ciclos
η_s	Fator que considera a diferença de aderência entre a protensão e o aço passivo
ϕ_p	Diâmetro da armadura ativa
ϕ_{eq}	Diâmetro equivalente da protensão
$A_{p,f}$	Área da seção transversal do feixe de protensão
ξ_p	Relação entre as resistências de aderência da protensão e da armadura passiva
V_c	Força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça
θ	Inclinação das diagonais de compressão (bielas) no modelo de treliça

θ_{cor}	Inclinação corrigida das diagonais de compressão (bielas) no modelo de treliça
e_j	Distância da carga unitária em relação ao centro de gravidade da seção
e_i	Distância da longarina i em relação ao centro de gravidade da seção
I_i	Momento de inércia da longarina i
R_{ij}	Reação nas longarinas pelo processo Engesser/Courbon
n_L	Quantidade de longarinas
h'	Altura das barras na região das longarinas para o processo Fauchart
h_f	Altura da laje
b_s	Largura da mesa superior da viga pré-moldada
K_v	Rigidez da mola vertical para o processo Fauchart
K_t	Rigidez da mola rotacional para o processo Fauchart
L	Comprimento do vão biapoiado
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
I	Momento de inércia da longarina
G	Modulo de elasticidade transversal do concreto
I_t	Momento de inércia à torção da longarina
$I_{t,r}$	Momento de inércia à torção de seções retangulares de concreto
α_r	Coefficiente relacionado com o momento de inércia à torção de seção retangular
b_r	Menor dimensão da seção retangular para o momento de inércia à torção
d_r	Maior dimensão da seção retangular para o momento de inércia à torção
X	Variável aleatória
x	Determinado valor da variável aleatória X
$P[]$	Operador de probabilidades
$F_X(x)$	Função de distribuição acumulada de probabilidades da variável aleatória X
$f_X(x)$	Função de densidade de probabilidades da variável aleatória X
μ_X	Média de X
$E[]$	Operador valor esperado
$Var[X]$	Variância de X
σ_X^2	Variância de X
σ_X	Desvio-padrão de X
Y	Variável normal padrão
$f_Y(y)$	Função de densidade de probabilidades de Y
y	Determinado valor da variável aleatória Y

$\Phi()$	Função de distribuição acumulada de probabilidades
λ_X	Valor esperado (média) de $\ln(X)$
ξ_X	Desvio-padrão de $\ln(X)$
N	Variável aleatória para o número de ciclos para a falha por fadiga
n	Determinado valor da variável aleatória N
α	Parâmetro de forma da distribuição de Weibull
u	Parâmetro de escala da distribuição de Weibull
n_0	Limite inferior da distribuição de Weibull
$\Gamma()$	Função Gamma
Q	Quantidade de valores da variável para a construção do papel de probabilidade
p	Probabilidade acumulada para a construção do papel de probabilidade
z	Eixo das ordenadas para a construção do papel de probabilidade
$\Phi^{-1}()$	Inversa da distribuição cumulativa normal padrão
m_s	Número de simulações para o LHS
n_v	Número de variáveis para o LHS
P	Matriz com valores de permutação para o LHS
U	Matriz com valores da distribuição uniforme entre 0 e 1 para o LHS
C	Matriz obtida de P , U e m_s
c_{ij}	Valor da linha i com a coluna j da matriz C
x_{ij}	Valores obtidos da simulação por LHS
$F_{X_j}^{-1}$	Inversa da função de distribuição acumulada de probabilidades da variável X_j
$g()$	Equação de estado-limite
\mathbf{X}	Vetor que reúne as variáveis aleatórias da equação de estado-limite
X_R	Variável de resistência
X_S	Variável de solicitação
P_f	Probabilidade de falha
β	Índice de confiabilidade
$f_X(\mathbf{X})$	Função conjunta de densidade de densidade de probabilidades
Ω_f	Domínio de falha
Ω_s	Domínio de sobrevivência
n^*	Número de vezes em que $g(\mathbf{X}) \leq 0$
V^*	Ponto de projeto no método FORM
\mathbf{X}	Vetor das variáveis aleatórias

DM	Dano de Miner na falha
DM_i	Variabilidade do Dano de Miner em ensaios sob a variação de tensão constante
$1/N_i$	Dano elementar devido a cada ciclo de tensão do espectro de cargas
$\sum(1/N_i)$	Dano devido ao espectro de cargas para o período de referência considerado
P_i	Peso por eixo do veículo
P_d	Peso referente ao tadem duplo
d	Distância entre eixos do veículo
C	Comprimento total do veículo
P_1	Peso do primeiro eixo (eixo dianteiro) do veículo
S_v	Parâmetro de velocidade adimensional
v	Velocidade do veículo
ω	Frequência angular natural da ponte
γ_{fad}	Coefficiente de ponderação do modelo proposto para a vida útil ilimitada à fadiga
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto (aos 28 dias)
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto (aos 28 dias)
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento da armadura passiva
f_{pyk}	Resistência característica ao escoamento convencional da armadura ativa
f_{ptk}	Resistência característica à tração da armadura ativa
$\sigma_{m\acute{a}x}$	Tensão máxima
$\sigma_{m\acute{i}n}$	Tensão mínima
M_q	Momento fletor no meio do vão devido a cada ciclo do tráfego
x_2	Profundidade da linha neutra da seção da longarina no estádio 2
d_p	Altura útil referente à armadura ativa
E_p	Módulo de elasticidade do aço da armadura ativa
I_e	Momento de inércia efetivo da seção fissurada (inércia de Branson) da longarina
I_2	Momento de inércia da seção da longarina no estádio 2
$M_{s,m\acute{a}x}$	Momento fletor solicitante máximo no meio do vão
$M_{q,WIM,m\acute{a}x}$	Máximo momento fletor devido ao tráfego (com impacto) no meio do vão
M_{g1}	Momento fletor no meio do vão devido ao peso próprio da viga pré-moldada
M_{g2}	Momento fletor no meio do vão devido ao peso próprio da laje e guarda-rodas
M_{g3}	Momento fletor no meio do vão devido ao revestimento
M_r	Momento fletor de fissuração para a seção do meio do vão da longarina
e_p	Excentricidade dos cabos de protensão para a seção do meio do vão

y_{inf}	Distância da face inferior da seção ao centro de gravidade da seção bruta
$f_{ct,f}$	Resistência à tração do concreto na flexão (aos 28 dias)
f_c	Resistência do concreto à compressão (aos 28 dias)
A	Área da seção bruta de concreto da longarina
A_p	Área total de protensão (considerando todos os cabos)
σ_{0p}	Tensão de protensão aplicada pelo aparelho de tração
$\Delta\sigma_p$	Perda total da tensão de protensão
d_s	Altura útil referente à armadura passiva
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura passiva
A_{sw}	Área da seção transversal dos estribos
s	Espaçamento longitudinal entre estribos
θ	Ângulo de inclinação das diagonais de compressão (bielas)
V_1	Força cortante para a variação de tensão (cargas permanentes, tráfego e V_c)
V_2	Força cortante para a variação de tensão (cargas permanentes e V_c)
V_g	Valor absoluto da força cortante devido às cargas permanentes
V_{g1}	Valor absoluto da força cortante devido ao peso próprio da viga pré-moldada
V_{g2}	Valor absoluto da força cortante devido ao peso próprio da laje e guarda-rodas
V_{g3}	Valor absoluto da força cortante na seção considerada devido ao revestimento
V_q	Valor absoluto da força cortante devido a cada ciclo do tráfego
V_p	Valor absoluto da força cortante devido à protensão
$A_{p,f}$	Área da seção transversal de cada feixe de cordoalhas (área de cada cabo)
σ_{0p}	Tensão de protensão aplicada pelo aparelho de tração
$\Delta\sigma_p$	Perda total da tensão de protensão
α_p	Ângulo de inclinação de cada cabo em relação ao eixo longitudinal da longarina
V_c	Força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça
V_{c0}	Valor de referência para o cálculo de V_c
f_{ct}	Resistência do concreto à tração
$b_{w,ef}$	Largura efetiva da alma da longarina
b_w	Largura da alma da longarina
ϕ_b	Diâmetro da bainha de protensão
V_{c1}	Outro valor de referência para o cálculo de V_c
V_{R2}	Força cortante resistente, relativa à ruína das bielas comprimidas

$V_{s,máx}$	Força cortante solicitante máxima na seção considerada
$V_{q,WIM,máx}$	Força cortante máxima devido ao tráfego (com impacto) na seção considerada
M_0	Momento fletor de descompressão
ΔT	Variação do momento torçor
T_q	Momento torçor proveniente do tráfego, concomitante com V_q
T_g	Momento torçor devido às cargas permanentes
T_{g1}	Momento torçor devido ao peso próprio das vigas pré-moldadas
T_{g2}	Momento torçor devido ao peso próprio da laje e guarda-rodas
T_{g3}	Momento torçor devido ao revestimento
h_e	Espessura da parede da seção vazada equivalente
c_1	Distância entre o eixo da barra longitudinal de canto e a face lateral da seção
u_p	Perímetro da seção cheia
A_e	Área limitada pela linha média da parede da seção vazada equivalente
A_{90}	Área de aço, perpendicular ao eixo viga, contida na parede equivalente
β_i	Índice de confiabilidade para cada longarina
β_m	Índice de confiabilidade para médio
β_{alvo}	Índice de confiabilidade alvo

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO	<i>American association of state highway and transportation officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American concrete institute</i>
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
CA	Aço para concreto armado
CAA	Classe de agressividade ambiental
CAFL	<i>Constante Amplitude Fatigue Limite</i>
CEB	<i>Commission Euro-Internationale du Béton</i>
CEN	<i>Comité européen de normalisation</i>
CIA	Coefficiente de impacto adicional
CIV	Coefficiente de impacto vertical
CNF	Coefficiente do número de faixas
CP	Aço para concreto protendido
CV	Coefficiente de variação
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ELS	Estado-Limite de Serviço
ELS-D	Estado-Limite de Serviço de Descompressão
ELS-F	Estado-Limite de Serviço de Formação de Fissuras
ELU	Estado-Limite Último
<i>EV – III</i>	<i>Extreme Value Distribution Type III (Weibull)</i>
<i>fib</i>	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
<i>FAD</i>	Fator de amplificação dinâmica
FIP	<i>International Federation for Prestressed Concrete</i>
FORM	<i>First-Order Reliability Method</i>
HCF	<i>High cycle fatigue</i>
HLRF	Algoritmo de otimização de Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler
HS-WIM	<i>High speed weigh-in-motion</i> (pesagem em movimento em alta velocidade)
IBRACON	Instituto brasileiro do concreto
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
JCSS	<i>Joint Committee on Structural Safety</i>
LCF	<i>Low cycle fatigue</i>
LEM	Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais

LHS	<i>Latin Hypercube Sampling</i>
LI	Linha de influência
LRFD	<i>Load and resistance factor design</i>
MERCOSUL	Mercado Comum do Sul
NB	Norma brasileira (sigla antiga que não é mais utilizada)
NBR	Norma brasileira
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
PBT	Peso Bruto Total
PVDF	<i>Polyvinylidene fluoride</i> (fluoreto de polivinilideno)
RB	Relaxação baixa
StRAnD	<i>Structural Risk Analysis and Design</i>
TB	Trem-tipo rodoviário brasileiro
USP	Universidade de São Paulo
VDMC	Volume diário médio de caminhões
VUC	Veículo urbano de carga
VU_{fad}	Vida útil à fadiga
VUP	Vida útil de projeto
WIM	<i>Weigh-in-motion</i> (pesagem em movimento)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	Considerações iniciais e motivação	23
1.2	Objetivos.....	25
1.3	Metodologia.....	25
1.4	Descrição sumária.....	26
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1	Estado da arte.....	27
2.2	Fadiga em pontes de concreto	31
2.2.1	<i>Considerações gerais</i>	<i>31</i>
2.2.2	<i>Resistência à fadiga.....</i>	<i>34</i>
2.2.3	<i>Regra de Palmgren-Miner.....</i>	<i>38</i>
2.2.4	<i>Método Rainflow para a contagem de ciclos</i>	<i>38</i>
2.2.5	<i>Estimativa da vida útil à fadiga.....</i>	<i>41</i>
2.3	Diretrizes normativas para o projeto de pontes rodoviárias de concreto no Brasil	41
2.3.1	<i>Breve histórico.....</i>	<i>41</i>
2.3.2	<i>Cargas permanentes.....</i>	<i>42</i>
2.3.3	<i>Carga móvel</i>	<i>43</i>
2.3.4	<i>Visão geral sobre estados-limite e coeficientes de ponderação.....</i>	<i>45</i>
2.3.5	<i>Verificação de fadiga</i>	<i>46</i>
2.4	Distribuição transversal de cargas em pontes.....	49
2.4.1	<i>Processo de Engesser/Courbon.....</i>	<i>50</i>
2.4.2	<i>Processo de Fauchart.....</i>	<i>51</i>
2.5	Conceitos estatísticos.....	54
2.5.1	<i>Definições</i>	<i>54</i>
2.5.2	<i>Distribuições de probabilidades.....</i>	<i>56</i>

2.5.3	<i>Papéis de probabilidade</i>	60
2.5.4	<i>Técnica de simulação LHS</i>	63
2.6	Confiabilidade estrutural	64
2.6.1	<i>Considerações gerais</i>	64
2.6.2	<i>Conceitos fundamentais</i>	66
2.6.3	<i>Cálculo da probabilidade de falha e índice de confiabilidade</i>	67
2.6.4	<i>Análise probabilística para a vida de fadiga</i>	70
2.6.5	<i>Índice de confiabilidade alvo (β_{alvo})</i>	72
3	PESAGEM EM MOVIMENTO (WEIGH-IN-MOTION)	73
3.1	Considerações gerais	73
3.2	Descrição do sistema instalado na BR-381	74
3.3	Processo de filtragem e características do tráfego.....	78
4	DESENVOLVIMENTO DO MODELO RODOVIÁRIO BRASILEIRO DE CARGA MÓVEL PARA A VIDA ÚTIL ILIMITADA À FADIGA	84
4.1	Estruturas consideradas	84
4.2	Solicitações do tráfego correspondentes à vida útil ilimitada à fadiga.....	87
4.3	Avaliação do trem-tipo brasileiro em relação ao tráfego real	88
4.4	Proposta do modelo de carga móvel para a vida útil ilimitada à fadiga.....	92
4.5	Comparativo dos modelos	95
5	AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA À FADIGA	97
5.1	Pontes consideradas e dimensionamento das longarinas.....	97
5.2	Determinação das solicitações provocadas pelo tráfego	101
5.3	Cálculo da variação de tensão nas armaduras	105
5.3.1	<i>Variação de tensão na armadura ativa</i>	105
5.3.2	<i>Variação de tensão na armadura passiva longitudinal</i>	107
5.3.3	<i>Variação de tensão nos estribos</i>	107
5.4	Avaliação da segurança	111

5.4.1 Estimativa da vida útil à fadiga.....	112
5.4.2 Índices de confiabilidade.....	115
5.4.3 Discussão dos resultados	125
5.4.4 Redimensionamento das pontes utilizando $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa para os estribos e reavaliação da segurança	130
5.4.5 Avaliação da segurança à fadiga de uma ponte com protensão completa	133
5.4.6 Considerações sobre a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga (capítulo 4) com base nos níveis de segurança obtidos no capítulo 5.....	134
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	137
6.1 Conclusões.....	137
6.2 Sugestões para trabalhos futuros	140
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142
APÊNDICE A – Informações complementares dos veículos e histogramas	152
APÊNDICE B – Avaliação da segurança à fadiga para outros volumes de tráfego	162
APÊNDICE C – Tabelas complementares para a análise probabilística.....	164

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais e motivação

As pontes rodoviárias, por receberem um carregamento variável proveniente do tráfego de veículos, são suscetíveis à fadiga. Esse fenômeno ocorre devido às oscilações de tensões provenientes de ações em serviço que, após um determinado número de ciclos, podem levar à fratura do material. Assim, pode-se dizer que, do ponto de vista da ação, a fadiga tem caráter de Estado-Limite de Serviço (ELS) e, na perspectiva da resistência, de Estado-Limite Último (ELU). Nas pontes rodoviárias, a quantidade de ciclos de tensão imposta pelo tráfego determina a vida útil à fadiga da estrutura. Sob o aspecto de projeto, a verificação de fadiga é realizada, de forma simplificada, de acordo com os modelos normativos de carga móvel.

Existem basicamente duas abordagens para a verificação de projeto à fadiga, as quais se referem à vida útil limitada ou ilimitada à fadiga: a primeira visa proporcionar segurança à fadiga para um determinado período que, geralmente, corresponde à vida útil de projeto da estrutura; a segunda visa garantir segurança à fadiga para um período maior que a vida útil de projeto da estrutura. A AASHTO (2017) e o EN 1991-2 (2003) apresentam modelos de carga móvel de fadiga para ambas as abordagens, que são previstos, principalmente, em função do tipo de material estrutural considerado (aço ou concreto). Diferentemente da carga móvel brasileira, as referidas normas internacionais não consideram carregamento distribuído nos modelos de fadiga para as pontes de concreto (o modelo europeu para pontes de concreto é indicado na EN 1992-2, 2005).

A carga móvel rodoviária padrão da ABNT NBR 7188 (2013) é proveniente da antiga norma alemã que, de acordo com Pfeil (1979), utilizava um veículo de projeto correspondente ao tanque do exército, circundado por carga distribuída. O autor esclarece, ainda, que a norma brasileira se baseou no código alemão, a fim de permitir a utilização das tabelas para o cálculo das lajes, de autoria do professor Rüschi (1965), as quais continuam válidas. O modelo de carga móvel vigente no Brasil, também denominado trem-tipo ou TB450, é utilizado para o ELU, ELS e fadiga, em que os coeficientes parciais de segurança estão indicados na ABNT NBR 8681 (2003). Para a verificação de fadiga em longarinas de até 100 metros de vão, por exemplo, a referida norma apresenta o coeficiente $\psi_{1,fad} = 0,5$ a ser aplicado à carga móvel, que é associado à combinação frequente de ações. Esse coeficiente independe do material estrutural considerado e não é associado pela norma às abordagens de vida útil limitada ou ilimitada à

fadiga. Laranjeiras (1990) apresenta que esse valor era utilizado na antiga norma alemã DIN 1075 de 1988.

É importante notar que o Brasil, por apresentar o modal de transporte de cargas predominantemente rodoviário, pode apresentar condições de tráfego mais intensas do que os Estados Unidos e países europeus. Assim, a simples adoção das normas internacionais para o projeto de pontes brasileiras pode não ser suficiente, e torna-se fundamental o desenvolvimento de estudos sobre a avaliação da carga móvel brasileira em relação ao tráfego real das rodovias do país. Nesse aspecto, os principais trabalhos desenvolvidos no Brasil são voltados para o ELU, conforme se verifica em Ferreira (2006), Luchi (2006), Rossigali (2013) e Portela (2018) (Ferreira, 2006, também avalia a formação de fissuras no ELS). Esses estudos são unânimes, ao sugerirem análise de fadiga para as futuras pesquisas. Os trabalhos relacionados com a análise de fadiga que utilizam dados reais de frequência e peso dos caminhões brasileiros podem ser verificados em Almeida, Rodrigues e Lima (2010), Rodrigues, Almeida e Casas (2013), Santos e Pfeil (2014) e Junges (2017).

É fundamental que a segurança das normas brasileiras seja avaliada de acordo com a teoria da confiabilidade estrutural. Essa teoria permite quantificar a segurança das estruturas com base nas incertezas existentes, mediante o cálculo dos índices de confiabilidade. Os coeficientes parciais de segurança apresentados na AASHTO (2017), por exemplo, são provenientes de estudos de confiabilidade. Os únicos trabalhos que avaliam os índices de confiabilidade em pontes de concreto, com base em dados de tráfego das rodovias brasileiras, são apresentados em Ferreira (2006), Ferreira, Nowak e El Debs (2008), Almeida, Rodrigues e Lima (2010), Rodrigues, Almeida e Casas (2013), Junges (2017) e Portela (2018). A análise de confiabilidade à fadiga é considerada apenas em Almeida, Rodrigues e Lima (2010), Rodrigues, Almeida e Casas (2013) e Junges (2017), que avaliam a segurança da armadura de flexão em longarinas de concreto armado.

Almeida, Rodrigues e Lima (2010) e Rodrigues, Casas e Almeida (2013) apontam que os índices de confiabilidade à fadiga são insuficientes para algumas pontes, enquanto Junges (2017), mediante dados de monitoramento de duas pontes, conclui ser pouco provável que ocorra falha por fadiga das longarinas analisadas. É importante observar, no entanto, que as pontes em concreto armado, principalmente as seções com duas longarinas moldadas no local, não são mais comuns aos projetos atuais. Essa solução, amplamente utilizada no Brasil, ao longo dos anos, tem sido substituída por seções com múltiplas longarinas pré-moldadas, em sua maioria protendidas.

Do exposto, verifica-se que o nível de segurança à fadiga das normas brasileiras, especialmente em relação às pontes atuais com longarinas protendidas, ainda é desconhecido. Sob o aspecto do cisalhamento, infere-se o mesmo das normas internacionais, uma vez que, após uma ampla revisão bibliográfica, não foram encontradas publicações sobre a avaliação dos índices de confiabilidade à fadiga dos estribos.

É importante mencionar que a ABNT NBR 6118 (2014) indica valores reduzidos para a resistência à fadiga dos estribos em relação aos valores de barra reta (cerca de 55% de redução). Porém, é possível encontrar na literatura referências que consideram os mesmos valores de resistência à fadiga para as barras retas e para os estribos (Plos et al., 2007; Souza et al., 2013; Higgins et al., 2004, 2007; Hillebrand, Teworte e Hegger, 2020; Hillebrand e Hegger, 2020). A *fib* (2010) e o EN 1992-1-1 (2004) não especificam se as resistências à fadiga de barras dobradas devem ser utilizadas para os estribos.

1.2 Objetivos

O objetivo principal da tese é avaliar o nível de segurança à fadiga que as normas brasileiras de projeto proporcionam em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto, mediante a utilização de dados de pesagem em movimento (*weigh-in-motion* – WIM) de uma importante rodovia federal brasileira. De modo específico, este trabalho se propõe a:

- avaliar o trem-tipo brasileiro em relação à abordagem de vida útil ilimitada à fadiga e desenvolver um modelo de carga móvel para este fim;
- avaliar a vida útil à fadiga e os índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de longarinas de diversas concepções de pontes de concreto, no tocante às armaduras longitudinais e transversais.

1.3 Metodologia

O desenvolvimento da tese consiste em duas etapas principais. A primeira considera a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga, em que se avaliam as solicitações do trem-tipo vigente em relação às do tráfego (dados WIM) e se desenvolve um modelo de carga móvel de fadiga. Para tanto, consideram-se estruturas típicas, de seções com múltiplas vigas e celular, onde as razões entre as solicitações do tráfego e da carga móvel brasileira (fatores de viés) são determinadas para vãos biapoiados e contínuos em termos de momento fletor e força cortante. Consideram-se vãos de 10 metros a 70 metros, que por sua vez representam uma parcela

significativa das pontes da malha rodoviária brasileira. Os vieses são determinados também para o modelo proposto.

Na segunda etapa da tese, aplicam-se o método do dano linear acumulado (regra de Palmgren-Miner) e os dados WIM em concepções de pontes de concreto, a fim de avaliar a vida útil e os índices de confiabilidade, em relação à fadiga, das armaduras longitudinais e transversais de diversas longarinas. Para os estribos, consideram-se as resistências à fadiga de barras retas e barras dobradas, de modo a avaliar as diferenças nos resultados. A análise de confiabilidade é realizada para o período correspondente à vida útil de projeto. Consideram-se 22 concepções de pontes (20 protendidas e 2 armadas), com vãos entre 10 metros e 41 metros, em que as dimensões são obtidas de projetos reais e apenas as armaduras são calculadas. A contagem de ciclos é avaliada de acordo com o método *Rainflow*. A respeito da análise de confiabilidade, utilizam-se os métodos de simulação de Monte Carlo com LHS (*Latin Hypercube Sampling*) e FORM (*First-Order Reliability Method*).

1.4 Descrição sumária

A tese está organizada em seis capítulos e três apêndices.

O segundo capítulo refere-se à revisão bibliográfica, que contém os principais conceitos e fundamentos utilizados no desenvolvimento deste trabalho.

No capítulo 3, apresenta-se a base de dados utilizada para a consideração do tráfego. Trata-se do sistema de pesagem em movimento (WIM), da estação considerada, dos critérios de filtragem e das estatísticas de tráfego.

O quarto capítulo contém a primeira etapa da tese, que considera a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga. Comparam-se as solicitações do trem-tipo vigente com as do tráfego e desenvolve-se um novo modelo de carga móvel de fadiga.

No capítulo 5, apresenta-se a segunda etapa da tese, em que se avaliam a vida útil à fadiga e os índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de diversas pontes de concreto.

No sexto capítulo, constam as considerações finais, conclusões e sugestões para novas pesquisas.

Os apêndices contêm informações e análises complementares.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta os principais conceitos e fundamentos utilizados no desenvolvimento deste trabalho. Tratam-se os seguintes itens: revisão do estado da arte, fadiga em pontes de concreto, diretrizes normativas para o projeto de pontes no Brasil, distribuição transversal de cargas em pontes, conceitos estatísticos e, por fim, confiabilidade estrutural.

2.1 Estado da arte

Neste item, apresenta-se a revisão do estado da arte no Brasil e no exterior. No que diz respeito aos trabalhos no Brasil, apresentam-se os trabalhos relacionados não apenas à fadiga, mas também àqueles sobre avaliação da carga móvel em pontes rodoviárias. Em relação aos trabalhos internacionais, consideram-se apenas aqueles relacionados à análise de confiabilidade à fadiga em pontes de concreto, tema principal desta tese.

Laranjeiras (1990, 1991) apresenta uma ampla revisão do conhecimento científico sobre a fadiga no concreto e no aço. Os trabalhos discutem as primeiras prescrições normativas referentes à fadiga, abordando principalmente a norma modelo CEB/FIP-90, que por sua vez deu origem às prescrições da ABNT NBR 6118 (2003) sobre fadiga.

Crespo-Minguillón e Casas (1998) apresentam um modelo para análise probabilística à fadiga em pontes protendidas, o qual considera as curvas S-N e a hipótese de Palmgren-Miner para a definição da resistência à fadiga das armaduras ativa e passiva. Mediante os dados de tráfego, avaliam a confiabilidade de uma ponte em laje em relação às armaduras de flexão ativa e passiva e verificam que não são esperados problemas em relação à fadiga.

Gaspar (2003) apresenta um critério de dimensionamento de almas de vigas de seção celular para o ELU e fadiga. Mediante a investigação experimental, o autor validou o critério proposto e verificou que a ruptura dos estribos por fadiga se deu por etapas, um estribo de cada vez, de forma gradual. Foi observado que a ruptura dos estribos por fadiga não ocorreu na parte dobrada da armadura.

El Debs et al. (2004) propõem restrições ao tráfego de alguns veículos de carga sobre pontes no Brasil. Os autores comparam as solicitações do trem-tipo rodoviário com aquelas provocadas pelos veículos de carga para diversos tipos de pontes. Para a consideração do tráfego, os autores consideram, além dos caminhões, a carga distribuída de 5 kN/m² do trem-tipo brasileiro.

Ferreira (2006) propõe limites para o peso de caminhões em pontes de concreto no Brasil com base na teoria da confiabilidade. Para a representação do tráfego, em fluxo livre, o autor desenvolve um modelo de carregamento móvel com base em dados de postos de pesagem no estado de São Paulo. Avalia-se a segurança, no ELU, para as seções transversais mais solicitadas por momento fletor positivo ou negativo. No caso de pontes protendidas biapoiadas, avaliam-se também os índices de confiabilidade para o estado-limite de formação de fissuras. Consideram-se diversos tipos de seções transversais, com vãos até de 40 metros. A limitação do peso dos caminhões é apresentada na forma de equações denominadas ECPLs (equações comprimento-peso limite), aplicáveis a qualquer grupo de eixos consecutivos. Os resultados indicam restrições à circulação de algumas composições, especialmente ao rodotrem de 740 kN e 19,80 metros de comprimento. O estudo também é apresentado em Ferreira, Nowak e El Debs (2008).

Luchi (2006) propõe um modelo de verificação do trem-tipo baseado em simulações de congestionamentos, em que os dados de caminhões são obtidos de um posto de pesagem no estado de São Paulo. Mediante a análise de vãos de 30 metros a 200 metros, com seção celular, o autor avalia momentos fletores no meio do vão e forças cortantes adjacentes ao apoio em pontes biapoiadas e momentos fletores no apoio em pontes contínuas. Avalia-se também o momento fletor no meio do vão em uma ponte biapoiada de 30 metros com múltiplas longarinas. O trabalho conclui que, para a modalidade de tráfego congestionado e vãos analisados, a maioria das pontes projetadas com o TB450 possui boa margem de segurança no ELU. O estudo, que também é apresentado em Stucchi e Luchi (2015), foi utilizado na revisão da ABNT NBR 7188, da versão de 1984 para 2013, conforme se verifica em Timerman e Beier (2012).

Baroni (2010) avalia a vida útil à fadiga de pontes de concreto de pequenos vãos com base em dados de postos de pedágio de uma rodovia brasileira. É importante ressaltar, no entanto, que o autor adotou algumas considerações para os pesos dos caminhões, uma vez que os dados utilizados forneciam apenas a quantidade de veículos. Mediante o cálculo do dano nas armaduras longitudinais e no concreto, o estudo alerta sobre a possibilidade de encurtamento da vida útil das longarinas.

Almeida, Rodrigues e Lima (2010) avaliam o desempenho de diversas pontes construídas em concreto armado no Brasil. O estudo verifica que os coeficientes dinâmicos obtidos por monitoração dinâmica, em pontes com vãos entre 7,5 metros e 45 metros, foram superiores aos valores especificados pela ABNT NBR 7187 (2003). Aplicando-se as mesmas estatísticas de caminhões apresentadas em Luchi (2006), os autores calculam os índices de confiabilidade à fadiga das armaduras longitudinais projetadas conforme as normas antigas

(veículos de projeto de 240 kN e 360 kN) e notam que, em alguns casos, os níveis de segurança foram insatisfatórios.

Caixeta (2010) e Dantas (2010), mediante investigações experimentais, avaliam o comportamento à fadiga de lajes de pontes, com e sem pré-lajes, armadas com barras ou telas soldadas. Cavalcanti (2011) avalia experimentalmente o efeito da fadiga ao cisalhamento em lajes de pontes com pré-lajes. Os estudos também podem ser verificados em Stucchi et al. (2011). Entre as conclusões, Stucchi et al. (2011) indicam que a ABNT NBR 6118 (2014) apresenta valores conservadores para a resistência à fadiga das armaduras.

Albuquerque (2012) avalia a vida útil à fadiga das longarinas de uma ponte em concreto armado, em termos da armadura longitudinal. O autor utiliza dados de um posto de pesagem de uma rodovia brasileira e obtém estimativas elevadas para a vida útil à fadiga.

Rodrigues, Casas e Almeida (2013) calculam os índices de confiabilidade em relação à fadiga e ao ELU das armaduras longitudinais de concepções de pontes em duas vigas, com vãos de 7, 10 e 13 metros, mediante as estatísticas de caminhões apresentadas em Luchi (2006). Em razão do baixo grau de redundância das pontes analisadas, as quais podem sofrer o colapso estrutural após a ruptura da primeira armadura, o estudo conclui que os índices de confiabilidade, especialmente em relação à fadiga, estão aquém dos desejados.

Rossigali (2013) propõe duas novas configurações de carga móvel, a fim de reproduzir, de forma mais adequada, os efeitos devido ao tráfego rodoviário brasileiro em pontes com vãos de até 40 metros. Foram utilizados dados de cinco postos de pesagem para simular o tráfego, em fluxo livre, sobre pontes simplesmente apoiadas e contínuas, com seção transversal em duas vigas. Avaliando-se momentos fletores (positivos e negativos) e forças cortantes, verifica-se que, na maioria dos casos, as solicitações do tráfego extrapoladas superaram as solicitações do TB450. Mediante a abordagem de ELU, o autor indica que as solicitações dos modelos propostos representam melhor os efeitos do tráfego. Alguns tópicos do estudo podem ser verificados em Rossigali et al. (2015) e Rossigali, Pfeil e Sagrilo (2016). As amplificações dinâmicas obtidas são reavaliadas em Mota (2017).

Santos (2013) utiliza dados de postos de pesagem de rodovias brasileiras para apresentar duas propostas preliminares de carga móvel de fadiga para pontes em aço. Um dos modelos é avaliado mediante a análise da vida útil de um detalhe de ligação em estrutura metálica. A autora indica que o coeficiente de 0,5, empregado na carga móvel brasileira para a verificação de fadiga em longarinas, não é suficiente para garantir vida útil à fadiga superior à requerida em projeto. Alguns tópicos do estudo podem ser verificados em Santos e Pfeil (2014).

Wassef et al. (2014) calibram os coeficientes parciais de segurança da norma dos Estados Unidos, no tocante ao ELS e à fadiga, para as pontes de concreto. Os autores utilizam a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga e consideram apenas a análise à flexão das longarinas. Foram utilizados dados de 15 estações de pesagem em movimento (WIM) referentes ao período de um ano. No que diz respeito à fadiga, o trabalho apresenta propostas de revisões normativas, em que se incluem o aumento do valor do coeficiente de ponderação da carga móvel e a alteração na equação para a variação de tensão limite de projeto.

Belisário (2015) avalia o coeficiente empregado na carga móvel brasileira para a verificação de fadiga em longarinas de concreto armado. Mediante os dados de postos de pesagem, o estudo conclui que o fator vigente igual a 0,5 é insuficiente para a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga e propõe uma expressão para o fator em função do comprimento do vão.

Nova (2017) avalia os índices de confiabilidade à flexão de uma longarina pretendida em relação ao ELU e à formação de fissuras no ELS. O carregamento variável foi considerado com base na carga móvel dos Estados Unidos. Mediante os índices de confiabilidade alvo, o estudo determina coeficientes parciais de segurança e compara-os com valores normativos. Alguns tópicos da pesquisa, assim como as análises complementares, podem ser verificados em Nova e Silva (2017a, 2017b).

Junges (2017) obtém tensões provenientes do monitoramento de duas pontes brasileiras em concreto armado e conclui que as armaduras de flexão das longarinas apresentam estimativas de vida útil à fadiga satisfatórias.

Yan et al. (2017) apresentam uma metodologia para avaliação da confiabilidade à fadiga de pontes de vãos curtos e médios submetidas ao tráfego real. Os autores aplicam a metodologia em uma longarina e determinam os índices de confiabilidade à fadiga das armaduras longitudinais.

Portela (2018) calibra os coeficientes de segurança das normas brasileiras para o dimensionamento de pontes rodoviárias de concreto de acordo com o TB450 e propõe um novo modelo de carga móvel. O autor utiliza dados de estações de pesagem em movimento (WIM) localizadas em duas importantes rodovias brasileiras (BR-381 e BR-290) e realiza a análise de confiabilidade estrutural no ELU, em relação à flexão e cisalhamento, para diversas pontes brasileiras. As estatísticas de múltiplas presenças obtidas pelo autor podem ser verificadas em Portela et al. (2017).

Mascarenhas (2019) avalia a vida útil à fadiga de longarinas em pontes de concreto armado com vãos entre 10 metros e 20 metros. O estudo utiliza quantidades anuais de

caminhões, de 2 a 6 eixos, obtidas de três postos de pedágio do estado de São Paulo, e considera os veículos com os pesos legais em dois cenários de tráfego: em um, o autor considera a carga variável apenas devido aos veículos; em outro, considera, além dos veículos, a carga distribuída de 5 kN/m² do trem-tipo brasileiro. Mediante o cálculo do dano no concreto e na armadura longitudinal, o autor obtém estimativas de vida útil à fadiga satisfatórias para o primeiro cenário de tráfego. Porém, ao considerar também a carga distribuída, o autor obtém estimativas insatisfatórias para algumas pontes.

Lyra, Beck e Stucchi (2020) avaliam os índices de confiabilidade de uma viga protendida de ponte em relação ao ato da protensão, formação de fissuras e compressão excessiva. Tomando-se um vão biapoiado de 33,5 metros, com cinco vigas, avalia-se a seção do meio do vão da viga de extremidade para o máximo momento fletor. No que diz respeito ao carregamento variável, os autores convertem o valor do trem-tipo brasileiro para a probabilidade de excedência anual. Mediante os estados-limite analisados, o estudo conclui que a norma brasileira proporciona nível de segurança parecido com a norma europeia e maior do que a norma australiana.

Wang et al. (2016), Mankar et al. (2019) e Mankar, Rastayesh e Sorensen (2020) apresentam metodologias e estudos de casos para a avaliação da confiabilidade à fadiga de pontes monitoradas. Enquanto Wang et al. (2016) avaliam as armaduras longitudinais de longarinas, Mankar et al. (2019) e Mankar, Rastayesh e Sorensen (2020) avaliam as lajes de pontes, considerando a análise de fadiga na armadura e no concreto, respectivamente. Em Mankar et al. (2019), dados de ensaios são utilizados para apresentar modelos estocásticos de curvas S-N para o concreto à compressão.

A metodologia e alguns resultados desta tese podem ser verificados em Carneiro, Portela e Bittencourt (2020) e Carneiro et al. (2021).

2.2 Fadiga em pontes de concreto

2.2.1 Considerações gerais

A fadiga ocorre devido às oscilações de tensões provenientes de cargas variáveis em serviço que podem levar à fratura do material. A ruptura, por sua vez, ocorre para tensões aplicadas inferiores à resistência última do material. Na Figura 2.1, apresenta-se o processo de ruptura à fadiga de uma barra de aço submetida a ciclos de tensão de tração inferiores ao seu limite elástico. Cada ciclo de tensão provoca o crescimento da pequena fissura preexistente. O

ponto inicial (defeito microscópico na Figura 2.1) pode ser também um local de concentração de tensões na armadura. Com o enfraquecimento da seção, devido à fissuração, ocorrem a ruptura por tração e o seccionamento da barra de forma repentina (ruptura frágil). É importante notar que, mesmo que a fadiga não alcance a fase de ruptura, os danos por fadiga podem comprometer a integridade e o desempenho do elemento.

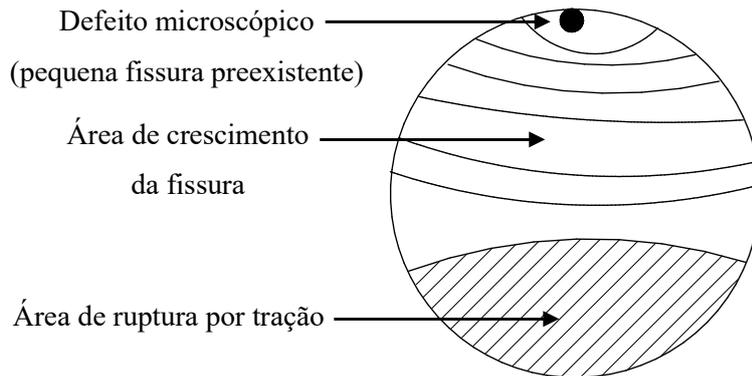


Figura 2.1 – Processo de ruptura à fadiga em uma seção transversal de armadura
Fonte: adaptado de Rocha e Brühwiler (2012)

Na Figura 2.2, apresenta-se um exemplo típico de armadura que sofreu ruptura por fadiga, em que a barra de aço pertencia a uma viga de concreto armado que foi submetida a cargas repetidas até a ruína. A área mais lisa da seção corresponde à fissuração por fadiga, enquanto a área com aparência mais irregular indica a ruptura por tração devido ao enfraquecimento da seção (ACI 215R-74, 1992).

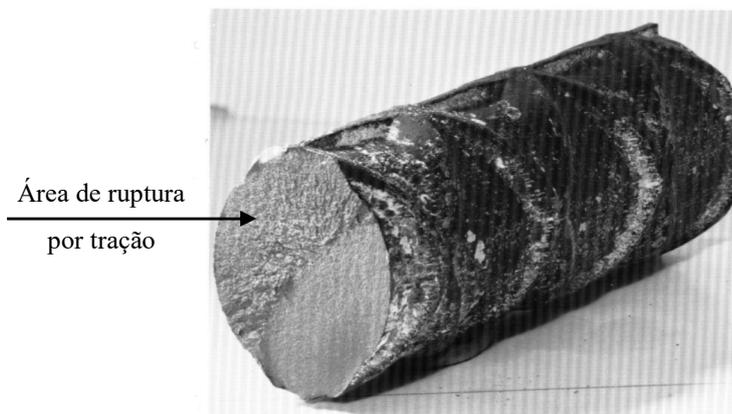


Figura 2.2 – Exemplo de ruptura à fadiga em armadura
Fonte: adaptado do ACI 215R-74 (1992)

Variações de tensão com grandes amplitudes necessitam de baixo número de ciclos para levar o material à ruptura, enquanto variações com pequenas amplitudes necessitam de alto

número de ciclos para levar à falha. Esses regimes são denominados *low cycle fatigue* - LCF (fadiga de baixo número de ciclos) e *high cycle fatigue* - HCF (fadiga de alto número de ciclos), respectivamente (JUNGES, 2017). A fadiga de baixo número de ciclos (LCF) caracteriza-se por apresentar ciclos de tensões próximos da resistência última do material. No caso de pontes, os ciclos de tensões provenientes do tráfego são significativamente inferiores à resistência última do material, sendo necessário um número elevado de ciclos para gerar ruptura por fadiga. Assim, no que diz respeito às cargas móveis, a verificação de fadiga refere-se ao regime de alto número de ciclos (HCF).

No caso de obras submetidas ao regime de alto ciclos, a fadiga afeta, com mais frequência, a vida útil das estruturas por aumento de deformações e fissuração dos elementos do que por rupturas do aço ou do concreto, conforme se verifica em Laranjeiras (1990, 1991). O autor aponta os principais efeitos estruturais observados devido à fadiga, a saber:

- fissuração excessiva, que induz maiores danos por corrosão nas armaduras;
- deformações excessivas e perda da tensão de protensão;
- redução localizada da rigidez estrutural, que afeta a durabilidade da estrutura.

Assim, conclui-se que tanto a ruptura por fadiga do elemento é importante quanto o enfraquecimento dele devido à fissuração proveniente dos ciclos de tensão. Laranjeiras (1990, 1991) esclarece que, nos casos de rupturas e deterioração progressiva das estruturas, a fadiga pode ter papel importante, agindo, porém, em associação com os efeitos estruturais mencionados.

Do ponto de vista de projeto, a verificação de fadiga é realizada, de forma simplificada, de acordo com os modelos normativos de carga móvel. Existem basicamente duas abordagens para a verificação de projeto à fadiga, as quais se referem à vida útil limitada ou ilimitada à fadiga: a primeira visa proporcionar segurança à fadiga para um determinado período que, geralmente, correspondente à vida útil de projeto da estrutura; a segunda visa garantir segurança à fadiga para um período maior que a vida útil de projeto da estrutura.

A AASHTO (2017) apresenta dois modelos de carga móvel distintos para a verificação de fadiga: um para a vida útil limitada à fadiga, previsto para elementos em aço, e o outro para a vida útil ilimitada à fadiga, previsto para estruturas em concreto. Wassef et al. (2014) acrescentam que a abordagem de vida útil limitada à fadiga não deve ser utilizada para a verificação de fadiga no concreto e nas armaduras. A EN 1991-2 (2003) apresenta cinco modelos distintos para a verificação de fadiga, sendo dois relacionados com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga. De acordo com o código, os modelos para a vida útil ilimitada à fadiga são apropriados apenas para elementos em aço. Para pontes de concreto, a EN 1992-2

(2005) indica o modelo que corresponde à vida útil limitada à fadiga. Desse modo, existe uma diferença entre a norma americana e a europeia para as abordagens de fadiga em relação ao tipo de material estrutural considerado. De modo geral, os modelos para a vida útil ilimitada à fadiga tendem apresentar solicitações de projeto maiores. A EN 1991-2 (2003) esclarece, no entanto, que os modelos de carga móvel para vida útil limitada ou ilimitada à fadiga não são numericamente comparáveis, visto que possuem finalidades diferentes. Ressalta-se também que os modelos são associados a valores distintos para a resistência à fadiga. Os modelos internacionais podem ser verificados em Santos (2013), Belisário (2015) e Junges (2017). O modelo brasileiro é apresentado nos itens 2.3.3, 2.3.4 e 2.3.5.

2.2.2 Resistência à fadiga

A resistência à fadiga é determinada, em geral, com o auxílio das curvas S-N. Essas curvas relacionam a amplitude de variação de tensão (S) com o número de ciclos necessário à ruptura (N) em um determinado material, conforme a Equação (2.1). Na Figura 2.3, apresenta-se o formato geral das curvas S-N em plotagem logarítmica.

$$N \cdot \Delta\sigma^m = K \quad (2.1)$$

onde

m e K são constantes associadas ao material;

N é o número de ciclos para a falha;

$\Delta\sigma$ é a variação de tensão.

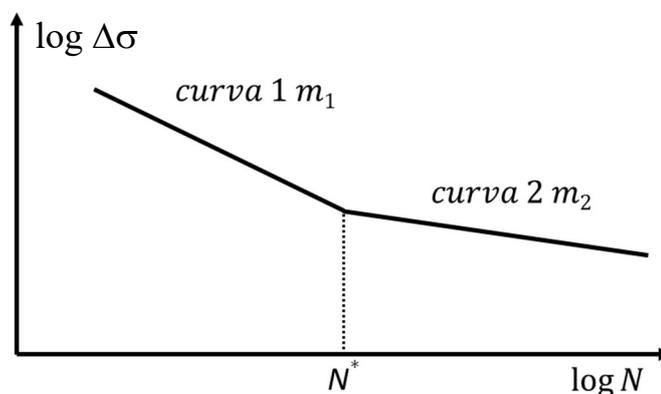


Figura 2.3 – Formato das curvas S-N para as armaduras
Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

Em ensaios de fadiga, verifica-se uma considerável dispersão na quantidade de ciclos, relativos à ruptura, para cada nível de variação de tensão, conforme se verifica na Figura 2.4 para ensaios de fadiga em cordoalhas de protensão. Segundo Laranjeiras (1990), as curvas S-N do CEB/FIP-90 referem-se aos valores característicos relativos ao quantil de 5%, conforme se indica na Figura 2.4. É importante ressaltar que as curvas da *fib* (2010) e da ABNT NBR 6118 (2014) são baseadas no CEB/FIP-90. Na Figura 2.4, nota-se que a linha de regressão correspondente ao nível de confiança de 95%, isto é, a curva S-N, se ajusta bem à quantidade de ciclos menores que 10^6 . Para quantidades de ciclos maiores que 10^6 , verifica-se que a curva tende a assumir outra inclinação (menos íngreme). Porém, devido insuficiência de dados de ensaios relativos à parte menos íngreme, o ACI 215R-74 (1992) acrescenta que muitas curvas S-N assumem configurações hipotéticas para esse trecho.

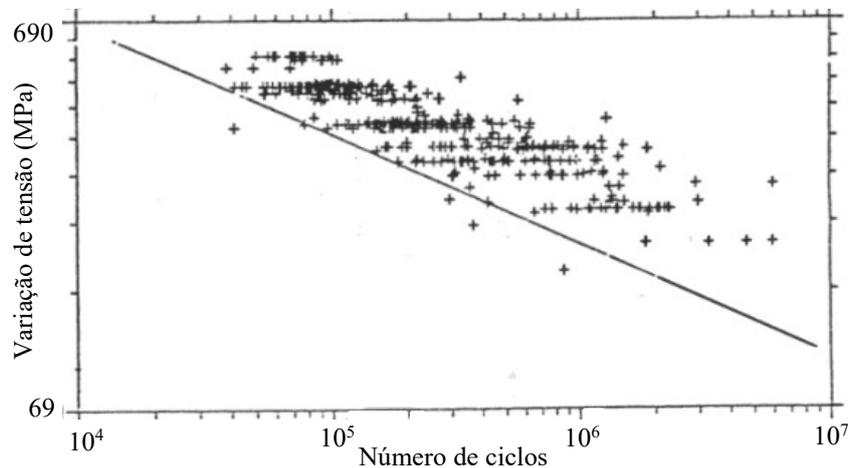


Figura 2.4 – Plotagem de dados de ensaio à fadiga, em escala logarítmica, para cordoalhas de protensão e linha de regressão para o nível de confiança de 95%

Fonte: adaptado do CEB 188 (1988)

Conforme indicado pelo ACI 215R-74 (1992) e por Laranjeiras (1990), as variações de tensão associadas com a parte mais íngreme ou menos íngreme das curvas referem-se à vida útil finita e “infinita” (vida longa) à fadiga, respectivamente. Na literatura, observa-se que algumas curvas S-N são apresentadas com um limite de variação de tensão, abaixo do qual a ruptura por fadiga não acontece mesmo para um grande número de ciclos, denominado limite de fadiga para amplitude constante (*Constante Amplitude Fatigue Limite* - CAFL). Laranjeiras (1990) apresenta as curvas S-N do CEB/FIP-90 para as armaduras, em que o CAFL é associado a 10^8 ciclos, conforme indicado na Figura 2.5. O autor acrescenta, no entanto, que esse limite pode variar de acordo com as normas.

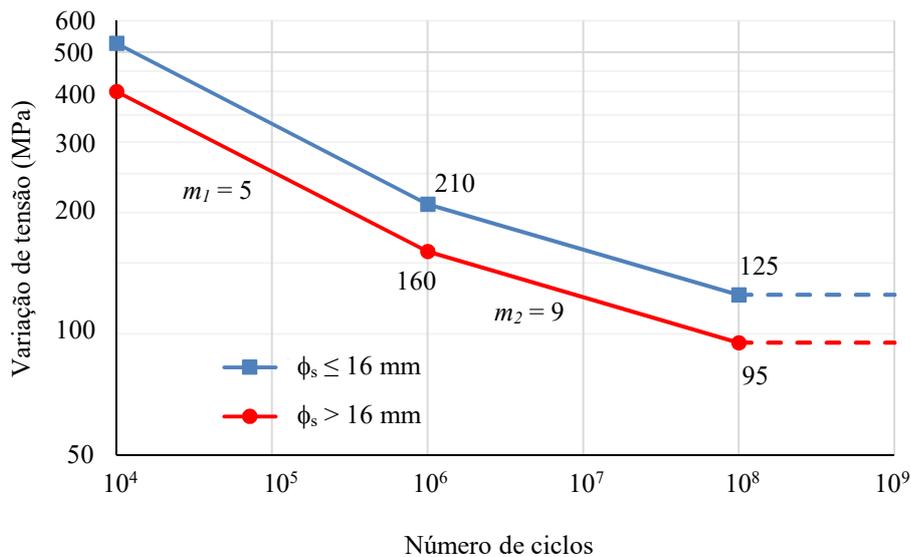


Figura 2.5 – Curvas de resistência à fadiga, em escala logarítmica, para armadura passiva reta conforme o CEB/FIP-90

Fonte: adaptado de Laranjeiras (1990)

Laranjeiras (1990) explica que os valores característicos normativos são baseados em ensaios ao ar, ou seja, testes de barras isoladas que não são embutidas no concreto. Apesar de existir uma contradição na literatura técnica sobre a resistência das armaduras ao ar ou dentro do concreto, o autor esclarece que, em geral, as barras ensaiadas ao ar (testes axiais) exibem resistência cerca de 20% menor do que as armaduras ensaiadas dentro do concreto (testes de flexão). Assim, espera-se certo grau de conservadorismo nos valores normativos para a resistência à fadiga.

Os parâmetros de algumas curvas S-N para as armaduras, conforme o código modelo *fib* (2010), estão indicados na Tabela 2.1. É importante ressaltar que aspectos como agressividade ambiental, diâmetro, soldas, dobras e curvaturas das barras podem influenciar a resistência à fadiga das armaduras. No caso de barras dobradas, a *fib* (2010) e o EN 1992-1-1 (2004) indicam que os valores de tensão correspondentes à barra reta devem ser multiplicados pelo fator de redução ξ , conforme a Equação (2.2).

$$\xi = 0,35 + 0,026 \frac{D}{\phi_s} \quad (2.2)$$

onde

ϕ_s é o diâmetro da barra;

D é o diâmetro do pino de dobramento da barra. A Equação (2.2) deve ser aplicada nos casos em que $D < 25\phi_s$.

Tabela 2.1 – Parâmetros de algumas curvas S-N (características) de acordo com o código modelo *fib* (2010)

Caso	m_1	m_2	$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) para $N^* = 10^6$ ciclos	$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) para 10^8 ciclos	$K_1 = N \cdot \Delta\sigma^{m_1}$	$K_2 = N \cdot \Delta\sigma^{m_2}$
Armadura passiva (barras retas $\phi_s \leq 16$ mm)	5	9	210	125	$4,08 \times 10^{17}$	$7,45 \times 10^{26}$
Armadura ativa (pós-tração e cabos curvos)	3	7	120	65	$1,73 \times 10^{12}$	$4,90 \times 10^{20}$

Notas:

$\Delta\sigma_{Rsk}$ é a variação de tensão característica.

Os parâmetros estão indicados na Figura 2.3 e na Equação (2.1).

De acordo com Plos et al. (2007), as barras dobradas possuem valores reduzidos para a resistência à fadiga, visto que o aço sofre deformação plástica com o dobramento, o que gera tensões residuais locais e microfissuras. Quanto menor é o raio de curvatura da dobra, menor é a resistência à fadiga da barra. A referência acrescenta, porém, que a redução não se aplica aos estribos, uma vez que ensaios mostram que, na maioria dos casos, a ruptura dos estribos ocorre na parte reta e, portanto, fora do trecho dobrado, conforme se ilustra na Figura 2.6. Bachman, Kreger and Breen (1987), Gaspar (2003), Higgins et al. (2004, 2007), Hillebrand e Hegger (2020) e Hillebrand, Teworte e Hegger (2020) também apontam a ruptura na parte reta, que ocorre na fissura inclinada provocada por cisalhamento. Souza et al. (2013) indicam que as curvas S-N de barras retas podem ser utilizadas para os estribos.

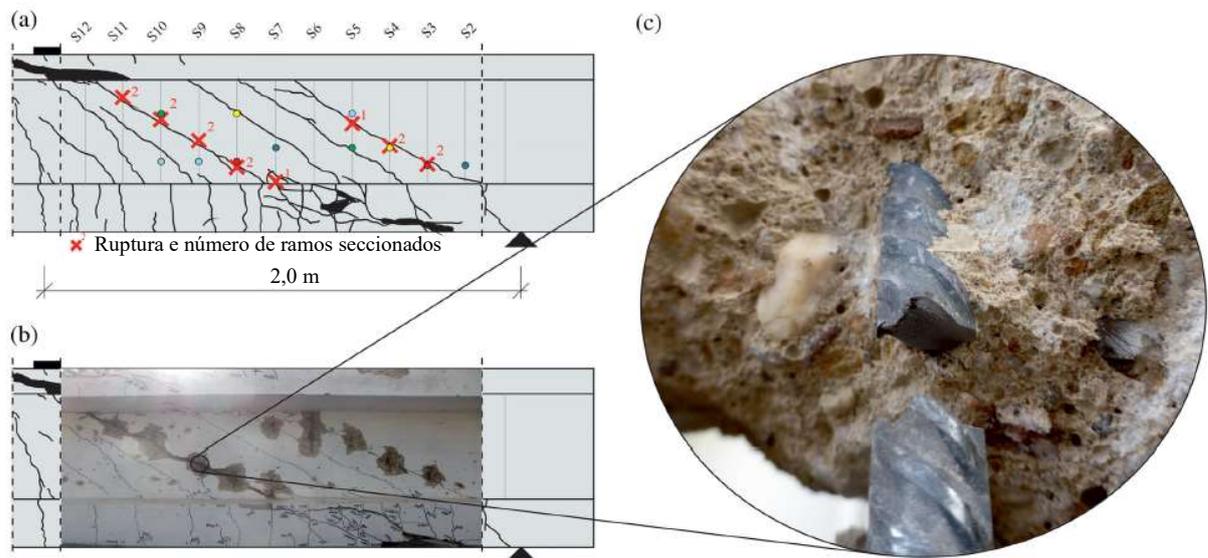


Figura 2.6 – Fissuras próximas ao apoio de uma viga ensaiada à fadiga considerando a análise de cisalhamento: a) estribos que sofreram ruptura; b) fissuração próxima ao apoio (com partes de concreto removidas); c) ruptura do estribo por fadiga

Fonte: adaptado de Hillebrand, Teworte e Hegger (2020)

No entanto, o fator de redução ξ é empregado na ABNT NBR 6118 (2014) para a determinação da resistência de projeto à fadiga dos estribos, conforme se verifica no item 2.3.5. A *fib* (2010) e o EN 1992-1-1 (2004) não indicam valores específicos para os estribos.

No caso de ambiente marinho, a *fib* (2010) indica $m_1 = 3$, $m_2 = 5$ e as variações de tensão característica de 65 MPa e 40 MPa para 10^7 ciclos (N^*) e 10^8 ciclos, respectivamente. O referido código esclarece que esses valores são válidos para todas as relações D/ϕ_s e todos os diâmetros.

2.2.3 Regra de Palmgren-Miner

Para um determinado espectro de cargas, a verificação de fadiga pode ser realizada de acordo com a regra de Palmgren-Miner. Essa regra considera que os danos de fadiga se acumulam linearmente com o número de ciclos aplicado a certo nível de tensões, conforme se indica na Equação (2.3). A falha ocorre quando o dano total devido ao espectro de cargas (*Dano*) atinge um valor-limite chamado dano de Miner na falha (*DM*).

$$Dano = \sum_i \frac{q_i}{N_i} \leq DM \quad (2.3)$$

onde

q_i é o número de ciclos obtido do espectro de cargas para cada amplitude de variação de tensão;

N_i é o número de ciclos correspondente à falha para cada amplitude de variação de tensão (obtido da curva S-N).

Em teoria, o dano de Miner na falha (*DM*) deveria ser unitário. No entanto, por se tratar de uma regra empírica, verifica-se na prática que o dano crítico é uma variável aleatória. Esse tratamento aleatório é apresentado na seção 2.6.4. Em análises determinísticas, geralmente se considera $DM = 1$.

2.2.4 Método Rainflow para a contagem de ciclos

Segundo Kulicki et al. (2015), a regra de Palmgren-Miner é aplicável apenas para variações de tensões individuais isoladas, conforme se indica na Figura 2.7a (registro regular com ciclos completos). A passagem do tráfego em uma ponte causa, em geral, ciclos irregulares (Figura 2.7b), que por sua vez não possibilitam o emprego direto da regra de Palmgren-Miner.

Desse modo, antes do emprego da regra de Palmgren-Miner em pontes, é necessário o emprego de um método que contabilize os ciclos e as respectivas amplitudes de variação. Para tanto, este trabalho utiliza o método *Rainflow*, que é o procedimento mais utilizado e difundido na literatura.

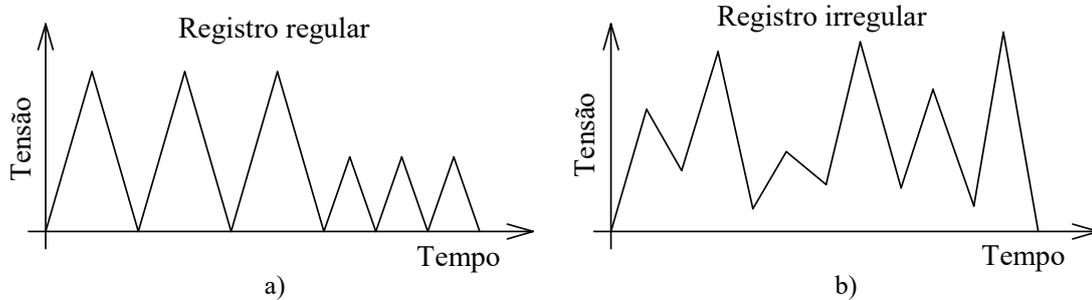


Figura 2.7 – Registros de tensão: a) registro regular; b) registro irregular
Fonte: adaptado de Kulicki et al. (2015)

O método *Rainflow* para a contagem de ciclos, proposto inicialmente por Matsuishi e Endo em 1968, conta o número de ciclos (completos e parciais) e as respectivas amplitudes de variação. Um ciclo completo ocorre quando se chega a um pico (ou vale) e se retorna ao valor anterior após um intervalo de tempo. Um ciclo parcial vai em uma direção apenas, ou seja, do vale ao pico ou do pico ao vale (KULICKI et al., 2015).

Para a aplicação do *Rainflow*, primeiramente se organiza o registro em sequências de picos e vales e se traçam linhas auxiliares, conforme apresentado na Figura 2.8. Basicamente, o traçado dessas linhas obedece ao seguinte procedimento:

- 1- Iniciando o traçado de um vale, chega-se ao próximo pico.
- 2- Se o vale seguinte for menor que o vale anterior, finaliza-se o traçado, que é indicado com um ponto na Figura 2.8 (o início do traçado até o ponto corresponde a meio ciclo). Caso contrário, o traçado prossegue fazendo a mesma verificação, ou seja, comparam-se os próximos vales com o vale inicial. O prosseguimento segue reto caso não encontre um registro ou, caso encontre, o prosseguimento acompanha o registro. A linha auxiliar também é finalizada quando encontra outra linha auxiliar.
- Repetem-se os procedimentos anteriores, iniciando-se o traçado do pico, ou seja:
- 3- Iniciando o traçado de um pico, chega-se ao próximo vale.
- 4- Se o pico seguinte for maior que pico anterior, finaliza-se o traçado, que é indicado com um ponto na Figura 2.8 (o início do traçado até o ponto corresponde a meio ciclo). Caso contrário, prossegue-se o traçado fazendo a mesma verificação, ou seja, comparam-se os próximos picos com o pico inicial. O prosseguimento segue reto caso não encontre

um registro ou, caso encontre, o prosseguimento acompanha o registro. A linha auxiliar também é finalizada quando encontra outra linha auxiliar.

- Contabilizam-se os ciclos e amplitudes:

5- Organizam-se meio ciclos com as respectivas amplitudes, conforme se apresenta na Tabela 2.2.

6- Identificam-se meio ciclos com a mesma amplitude de modo a contabilizar os ciclos completos. Normalmente, alguns meio ciclos permanecem. O resultado final da contagem do registro da Figura 2.8 é apresentado na Tabela 2.2.

Assim, com os ciclos completos organizados, semelhante ao que é apresentado na Figura 2.7a, é possível o emprego da regra de Palmgren-Miner.

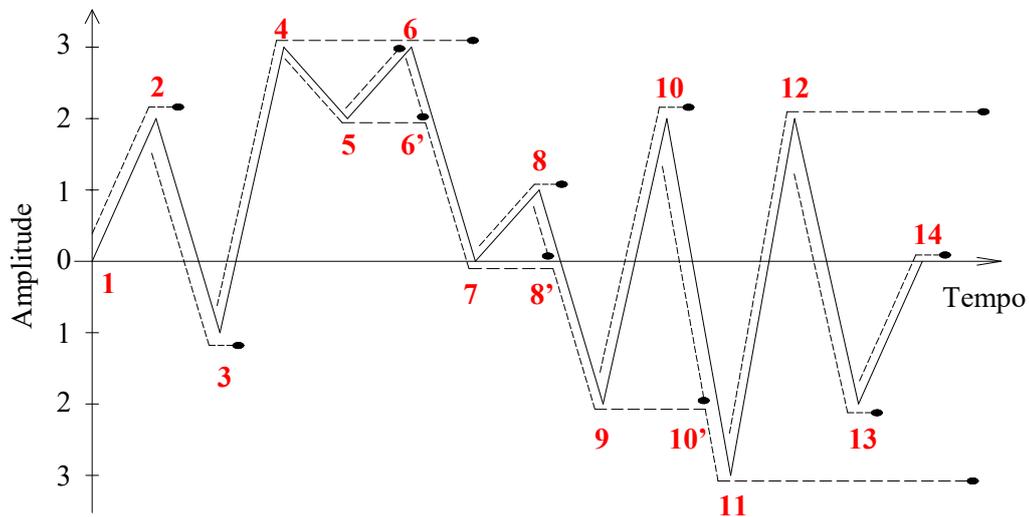


Figura 2.8 – Exemplo de aplicação do método *Rainflow* (as linhas tracejadas indicam os traçados auxiliares)
Fonte: adaptado de Kulicki et al. (2015)

Tabela 2.2 – Contagem de ciclos pelo método *Rainflow*

Meio ciclo: sentido vale-pico		Meio ciclo: sentido pico-vale		Resultado final	
Traçado	Amplitude	Traçado	Amplitude	Amplitude	Número de ciclos
1-2	2,0	2-3	3,0	1,0	2
3-4	4,0	4-5-7-9-11	6,0	2,0	1
5-6	1,0	6-6'	1,0	3,0	0,5
7-8	1,0	8-8'	1,0	4,0	2
9-10	4,0	10-10'	4,0	5,0	0,5
11-12	5,0	12-13	4,0	6,0	0,5
13-14	2,0	-	-	-	-

Fonte: adaptado de Kulicki et al. (2015)

2.2.5 Estimativa da vida útil à fadiga

Considerando $DM = 1$ e substituindo a desigualdade pela igualdade na Equação (2.3), a vida útil à fadiga, em anos, pode ser estimada de acordo com a Equação (2.4).

$$VU_{fad} = \frac{1}{Dano_{(1ano)}} \quad (2.4)$$

onde

VU_{fad} é a estimativa de vida útil à fadiga, em anos;

$Dano_{(1ano)}$ é o dano referente a um ano, devido ao espectro de cargas.

2.3 Diretrizes normativas para o projeto de pontes rodoviárias de concreto no Brasil

Neste tópico, apresentam-se as principais prescrições das normas brasileiras para o dimensionamento dos elementos que compõem a superestrutura de pontes rodoviárias de concreto.

2.3.1 Breve histórico

A carga móvel rodoviária para projeto de pontes no Brasil, que é apresentada com mais detalhes no item 2.3.3, corresponde a um veículo de projeto com peso total de 450 kN, circundado por carga distribuída de 5 kN/m². Essas cargas foram apresentadas na ABNT NBR 7188 (1984). A NB6 de 1960 considerava o valor de 360 kN para o peso total do veículo, carga de 5 kN/m² na frente e atrás do veículo, e 3 kN/m² no restante da pista, conforme se verifica em Pfeil (1979).

No que que concerne à fadiga, a ABNT NBR 7187 (1987) recomendava utilizar a combinação frequente de ações para o cálculo da variação de tensão em serviço, em que o valor do coeficiente de ponderação da carga móvel rodoviária era de 0,8. Laranjeiras (1990) alerta que esse mesmo coeficiente assumia o valor de 0,4 na ABNT NBR 8681 de 1983. Na ABNT NBR 7187 (1987), considerava-se atendida a verificação à fadiga desde que a variação de tensão em serviço fosse inferior à variação de tensão à fadiga de cálculo, Δf_{sd} , dada pela expressão:

$$\Delta f_{sd} = \frac{\Delta f_{sk}}{\gamma_{fat}} \quad (2.5)$$

onde

Δf_{sk} é a variação de tensão característica à fadiga para 2×10^6 ciclos;

γ_{fat} é o coeficiente de segurança da resistência à fadiga, igual a 1,5.

O valor de Δf_{sk} era de 250 MPa para barras lisas e 150 MPa para barras de alta aderência. No caso de barras curvas, esses valores deveriam ser reduzidos pela aplicação do fator f indicado a seguir:

$$f = 1 - 1,5(\phi_s/r) \quad (2.6)$$

onde

ϕ_s é o diâmetro da armadura passiva;

r é o raio de curvatura da barra.

A norma não indicava valores de Δf_{sk} para os estribos. Pfeil (1979), baseado nas prescrições da norma alemã da época, indica para a variação de tensão de projeto à fadiga o valor de 180 MPa para barras retas e 140 MPa para os estribos (redução de 22% em relação ao valor de barra reta).

Para a armadura de protensão, a ABNT NBR 7187 (1987) recomendava valores de Δf_{sk} para o aço em contato direto com o concreto (armadura sem bainhas). No caso de cordoalhas, esse valor era de 300 MPa. A ABNT NBR 7187 (1987) não apresentava recomendações sobre a verificação de fadiga no concreto.

As diretrizes para a verificação de fadiga da ABNT NBR 7187 (1987) foram substituídas pelas prescrições da ABNT NBR 6118 (2003). Os valores de resistência à fadiga basearam-se no código modelo CEB/FIP-90 (denominado, atualmente, *fib*), conforme apresentado em Laranjeiras (1990). Na ABNT NBR 6118 (2014), os valores de resistência à fadiga permanecem os mesmos da versão de 2003.

2.3.2 Cargas permanentes

Na avaliação das cargas devidas ao peso próprio dos elementos estruturais, a ABNT NBR 7187 (2003) indica os pesos específicos de 24 kN/m³ para o concreto simples e 25 kN/m³ para o concreto armado ou protendido.

Na avaliação da carga devida ao peso da pavimentação, a ABNT NBR 7187 (2003) indica o valor de 24 kN/m³ para o pavimento, devendo-se considerar uma carga adicional de 2 kN/m² para atender a um possível recapeamento. Segundo a norma, pode-se dispensar a carga adicional, a critério do proprietário da obra.

2.3.3 Carga móvel

O modelo-padrão de carga móvel da ABNT NBR 7188 (2013), também denominado trem-tipo, é apresentado na Figura 2.9, com os pesos de cada roda (75 kN) e carga distribuída (5 kN/m²) ao redor do veículo de projeto. As medidas de 0,5 metro e 0,2 metro delimitam a área de contato de cada roda com o pavimento. O TB450 (“TB” faz referência ao trem-tipo brasileiro e “450” é o peso total do veículo, em kN) assume posição qualquer em toda a pista rodoviária com as rodas na posição mais desfavorável, considerando inclusive acostamento e faixas de segurança, independentemente das faixas rodoviárias.

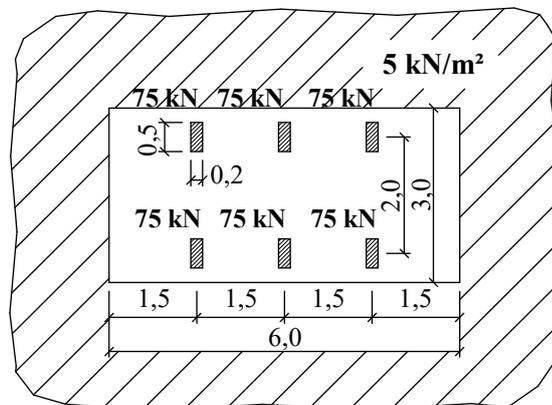


Figura 2.9 – Carga móvel rodoviária padrão do Brasil (dimensões em metros)
Fonte: adaptado da ABNT NBR 7188 (2013)

A referida norma indica que, para obras em anel rodoviário e obras com distância inferior a 100 quilômetros em rodovias de acesso a terminais portuários, as cargas do modelo-padrão devem ser majoradas em 10%, a critério da autoridade competente.

A ABNT NBR 7188 (2013) apresenta ainda o coeficiente de impacto vertical (*CIV*), o coeficiente de número de faixas (*CNF*) e o coeficiente de impacto adicional (*CIA*). O *CIV* amplifica a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Esse coeficiente não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas. O *CNF* leva em conta a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas. O *CIA* é destinado à majoração da carga móvel devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos.

O *CIV* deve ser considerado no dimensionamento de todos os elementos estruturais, sendo dado por:

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \leq 1,35 \quad (2.7)$$

onde L_{iv} é o vão teórico do elemento analisado, dado em metros:

L_{iv} é o comprimento do próprio vão para estruturas isostáticas;

L_{iv} é a média aritmética dos vãos nos casos de estruturas contínuas;

L_{iv} é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

L_{iv} é o menor vão para lajes com vínculos nos quatro bordos (CARDOSO, 2015).

O CNF é dado pela expressão (2.8) e não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego, como lajes e transversinas.

$$CNF = 1 - 0,05(n_f - 2) \geq 0,9 \quad (2.8)$$

A norma indica que n_f é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo e acrescenta que acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia. A norma, no entanto, não apresenta mais informações para o cálculo de n_f . Cardoso (2015) indica que:

n_f é o número (inteiro) da razão $b'/3,5$;

b' é a largura do tabuleiro rodoviário transversalmente contínuo, em metros, a ser carregado para uma determinada hipótese de carga.

O CIA deve ser empregado no dimensionamento dos elementos estruturais que apresentem distância horizontal, normal à junta, inferior a 5 metros para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural. Cardoso (2015) esclarece que esse coeficiente se destina apenas ao dimensionamento de lajes e transversinas, localizadas nas regiões citadas. Esse coeficiente vale 1,25 para obras em concreto ou mistas e 1,15 para obras em aço.

Nos passeios, deve-se adotar carga uniformemente distribuída de 3 kN/m² na posição mais desfavorável concomitante com a carga móvel, para verificações e dimensionamentos dos diversos elementos estruturais, assim como para verificações globais. O elemento estrutural do passeio deve ser dimensionado para a carga distribuída de 5 kN/m². A carga considerada para o passeio não deve ser ponderada por coeficientes de impacto e número de faixas.

2.3.4 Visão geral sobre estados-limite e coeficientes de ponderação

Para o dimensionamento no ELU, no caso de combinação normal, a ABNT NBR 8681 (2003) indica, para pontes em geral, os coeficientes de ponderação de 1,35 para as ações permanentes (caso desfavorável) e 1,5 para as ações variáveis. Em relação às resistências, a ABNT NBR 6118 (2014) indica, para a combinação normal no ELU, os coeficientes de 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço.

No que diz respeito à ponderação da carga móvel rodoviária no ELS, a ABNT NBR 8681 (2003) indica os coeficientes de 0,3 para a combinação quase permanente e 0,5 para a combinação frequente (no caso de ação principal). Na combinação rara, a ação variável principal é tomada com o valor característico (nominal). Em relação às resistências, a ABNT NBR 6118 (2014) indica que os limites estabelecidos para o ELS não necessitam de minoração.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), elementos com protensão limitada devem atender aos estados-limite de descompressão (ELS-D) e formação de fissuras (ELS-F) para as combinações quase permanentes e frequentes, respectivamente, e elementos com protensão completa devem atender ao ELS-D para a combinação frequente e ao ELS-F para a combinação rara. No ELS-D, não se admite tensão normal de tração no concreto, e, no ELS-F, não se admite tensão normal de tração maior que a resistência à tração na flexão do concreto.

Para a verificação de fadiga, a ABNT NBR 8681 (2003) indica a combinação de serviço frequente e apresenta, em função do elemento analisado, os seguintes coeficientes para a carga móvel rodoviária:

$\psi_{1,fad} = 0,8$, para as lajes do tabuleiro;

$\psi_{1,fad} = 0,7$, para as vigas transversais (transversinas);

$\psi_{1,fad} = 0,5$, para as vigas longitudinais (longarinas) com vão de até 100 metros;

$\psi_{1,fad} = 0,4$, para as longarinas com vão entre 100 e 200 metros;

$\psi_{1,fad} = 0,3$, para as longarinas com vão maior que 300 metros.

De acordo com referida norma, não é necessária a verificação à fadiga da mesoestrutura e infraestrutura ligadas à superestrutura apenas por aparelho de apoio ($\psi_{1,fad} = 0$). A ABNT NBR 6118 (2014) apresenta os mesmos coeficientes da ABNT NBR 8681 (2003) para a verificação de lajes e transversinas (0,8 e 0,7, respectivamente) e apresenta o coeficiente único de 0,5 para as longarinas. A ABNT NBR 16694 (2020) apresenta coeficientes idênticos aqueles da ABNT NBR 8681 (2003). As referidas normas brasileiras não relacionam os coeficientes com as abordagens de vida útil limitada ou ilimitada à fadiga.

2.3.5 Verificação de fadiga

Este item aborda a verificação de fadiga nas amaduras, que é o tema principal deste trabalho. O procedimento para a verificação de fadiga no concreto pode ser consultado na ABNT NBR 6118 (2014). É importante notar que, em termos de projeto, a verificação de fadiga é realizada, em geral, após os dimensionamentos no ELS e ELU.

A ABNT NBR 6118 (2014) esclarece que a verificação da fadiga na armadura será satisfeita se a máxima variação de tensão calculada, $\Delta\sigma$, para a combinação frequente de cargas satisfizer:

$$\gamma_f \Delta\sigma \leq \Delta f_{sd, fad} \quad (2.9)$$

onde

$\Delta f_{sd, fad}$ é a variação de tensão de projeto à fadiga para 2×10^6 ciclos.

Os coeficientes de ponderação são dados por:

$\gamma_f = 1,0$, para as ações;

$\gamma_c = 1,4$, para a resistência do concreto;

$\gamma_s = 1,0$, para a resistência do aço.

A Tabela 2.3 e a Tabela 2.4 apresentam os valores de $\Delta f_{sd, fad}$ para as armaduras passiva e ativa, respectivamente, onde D é o diâmetro do pino de dobramento da barra. Os tipos de curva S-N estão apresentados na Tabela 2.5, conforme formato da Figura 2.3 e Equação (2.1).

Tabela 2.3 – Valores de $\Delta f_{sd, fad}$ (MPa) para a armadura passiva e tipo de curva S-N

Caso	ϕ_s (mm)								Tipo
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\phi_s$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras dobradas com $D < 25\phi_s$ ¹	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos ($D = 3\phi_s \leq 10$ mm)	85	85	85	-	-	-	-	-	T ₁
Ambiente marinho (CAA IV) ²	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

Notas:

¹ Apesar de o texto da ABNT NBR 6118 (2014) estar como “Barras retas ou dobradas com $D < 25\phi_s$ ”, os valores apresentados para esse caso referem-se apenas às barras dobradas com $D < 25\phi_s$, conforme indica a *fib* (2010).

² De acordo com a curva S-N da *fib* (2010), a resistência à fadiga referente a 2×10^6 para ambiente marinho é 110 MPa, aproximadamente.

Tabela 2.4 – Valores de $\Delta f_{sd, fad}$ (MPa) para a armadura ativa e tipo de curva S-N

Caso	$\Delta f_{sd, fad}$ (MPa)	Tipo
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150	T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110	T ₂
Cabos retos	150	T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70	T ₃

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

Tabela 2.5 – Tipos de curva S-N

Tipo	N^*	m_1	m_2
T ₁	10^6	5	9
T ₂	10^6	3	7
T ₃	10^6	3	5
T ₄	10^7	3	5

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

É importante ressaltar que curva S-N para os estribos, indicada pela norma brasileira, é proveniente da aplicação do fator de redução ξ para as barras dobradas, conforme a Equação (2.2), em que se considera $D = 3\phi_s$. Com $\xi = 0,428$, o valor de $\Delta f_{sd, fad} = 190$ MPa para barra reta é reduzido para $\Delta f_{sd, fad} = 85$ MPa para os estribos. Assim, em termos de projeto, os estribos são mais sensíveis à verificação de fadiga do que as armaduras longitudinais. É comum o cálculo da área de aço da armadura transversal ser governado pela verificação de fadiga, o que não ocorre, na maioria das vezes, no dimensionamento das armaduras longitudinais.

No que diz respeito ao procedimento de cálculo, a ABNT NBR 6118 (2014) esclarece que:

- Os esforços solicitantes podem ser calculados em regime elástico com a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto igual a 10.
- O cálculo das tensões decorrentes da flexão composta pode ser feito no estágio II, em que é desprezada a resistência à tração do concreto.
- Para o cálculo das tensões no aço da armadura passiva ou ativa aderente, pode-se considerar o comportamento elástico linear, compatibilizando as deformações e multiplicando a tensão no aço pelo fator de correção η_s , conforme Equação (2.10), para levar em conta a diferença de aderência entre o aço de protensão e o aço da armadura passiva (a *fib*, 2010 e o EN 1992-1-1, 2004, por outro lado, indicam a correção apenas na variação de tensão da armadura passiva).

$$\eta_s = \frac{1 + \frac{A_p}{A_s}}{1 + \frac{A_p}{A_s} \cdot \sqrt{\xi_p \frac{\phi_s}{\phi_p}}} \geq 1 \quad (2.10)$$

onde

A_s é a área da armadura passiva;

A_p é a área da armadura ativa;

ϕ_s é o diâmetro da armadura passiva (menor diâmetro na seção considerada);

ϕ_p é o diâmetro do aço de protensão (para feixes, considera-se o diâmetro equivalente $\phi_{eq} = 1,6\sqrt{A_{p,f}}$, onde $A_{p,f}$ é a área da seção transversal do feixe);

ξ_p é a relação entre as resistências de aderência do aço de protensão e do aço da armadura passiva (alta aderência); para cordoalhas na pós-tração, ξ_p é dado por 0,4.

- O cálculo das tensões decorrentes da força cortante em vigas deve ser feito pela aplicação dos modelos de treliça I ou II.
- Nos modelos I e II, o valor de V_c , que corresponde à parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça, deve ser multiplicado por 0,5, de modo a reduzir contribuição do concreto (na ABNT NBR 6118, 2003, essa redução de 50% no valor de V_c era indicada apenas para o modelo I). Como a norma brasileira indica a combinação frequente para a verificação de fadiga, infere-se que, no cálculo de V_c para a análise de fadiga, devem ser consideradas as solicitações para essa combinação de cargas.
- No modelo II, inclinação das diagonais de compressão, θ , deve ser corrigida (θ_{cor}) pela equação:

$$tg\theta_{cor} = \sqrt{tg\theta} \leq 1 \quad (2.11)$$

É interessante ressaltar que, em termos de verificação de fadiga, a ABNT NBR 6118 (2014) se baseia nas prescrições da *fib* (2010). O código modelo, no entanto, não especifica as curvas S-N que devem ser utilizadas para os estribos. Conforme se verifica no item 2.2.2, diversas publicações apontam que as curvas S-N de barras retas podem ser utilizados para os estribos, diferentemente do que indica a norma brasileira. Além disso, alguns pontos de divergência entre o código modelo e a norma brasileira merecem destaque:

- A *fib* (2010) indica o fator de correção η_s , conforme Equação (2.10), apenas para o cálculo das tensões da armadura passiva, enquanto a norma brasileira indica esse fator

também para o cálculo das tensões na armadura ativa. Neste trabalho, utiliza-se a recomendação da *fib* (2010), uma vez que o EN 1992-1-1 (2004) também orienta a aplicação da correção apenas para a armadura passiva.

- De acordo com a curva S-N da *fib* (2010) para o ambiente marinho, a resistência à fadiga para a armadura passiva, referente a 2×10^6 ciclos, é de 110 MPa, aproximadamente. Na norma brasileira, esse valor é de 65 MPa apenas.

2.4 Distribuição transversal de cargas em pontes

Na literatura, existem diferentes processos que podem ser utilizados para avaliar a distribuição transversal das cargas aplicadas sobre o tabuleiro das pontes.

As pontes celulares (Figura 2.10a), por apresentarem boa rigidez e resistência à torção e à flexão (STUCCHI, 2006), podem ser calculadas, do ponto de vista das solicitações globais longitudinais, como vigas únicas, ou seja, admite-se que a seção caixão distribua homogeneamente os esforços provenientes das cargas sobre o tabuleiro.

Nas pontes em vigas múltiplas (Figura 2.10b), por outro lado, é necessário o estudo da distribuição dos esforços nas longarinas. Neste trabalho, utilizam-se os processos de Engesser/Courbon e Fauchart para as estruturas com e sem transversinas intermediárias, respectivamente.

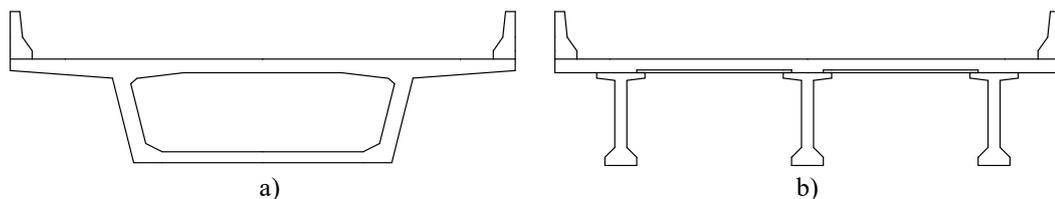


Figura 2.10 – Exemplos de seções transversais: a) seção celular; b) seção com múltiplas vigas

Stucchi (2006) esclarece que as pontes em vigas múltiplas foram inicialmente providas de transversinas intermediárias, bastante rígidas, com o objetivo de bem distribuir as cargas para as longarinas. Posteriormente, verificou-se que as lajes possuíam rigidez suficiente para garantir uma boa distribuição transversal, o que gerou a eliminação das transversinas intermediárias nos projetos. Assim, a solução que considera vigas longitudinais pré-moldadas e transversinas (moldadas no local) apenas nos apoios tem sido amplamente utilizada nos projetos atuais.

2.4.1 Processo de Engesser/Courbon

Stucchi (2006) recomenda o processo de Engesser/Courbon para o cálculo de pontes em vigas múltiplas que possuem transversinas intermediárias muito rígidas. O autor esclarece que o processo se aplica ao caso usual de grelhas de ponte desde que as seguintes condições forem respeitadas:

- a largura do tabuleiro é menor que metade do comprimento do vão;
- as transversinas e longarinas possuem alturas de mesma ordem de grandeza;
- as espessuras das longarinas e das lajes são pequenas.

Nessas condições, a torção nas longarinas é desprezível. Mais detalhes sobre as hipóteses consideradas e as equações de equilíbrio podem ser verificadas em Stucchi (2006). De acordo com o método, a reação vertical nas longarinas devido a uma carga unitária sobre o tabuleiro é dada por:

$$R_{ij} = I_i \left[\frac{1}{\sum I_i} + \frac{e_j e_i}{\sum (I_i e_i^2)} \right] \quad (2.12)$$

onde

e_j é a distância (positiva ou negativa) da carga unitária em relação ao ponto 0,0 do tabuleiro (o ponto 0,0 é associado ao centro de gravidade da seção);

e_i é a distância (positiva ou negativa) da longarina i em relação ao ponto 0,0 do tabuleiro;

I_i é o momento de inércia da longarina i (correspondente ao plano de flexão);

R_{ij} é a reação na longarina i devido a uma carga unitária distante e_j do ponto 0,0 do tabuleiro.

No caso de longarinas de mesma inércia, a Equação (2.12) resume-se a:

$$R_{ij} = \frac{1}{n_L} + \frac{e_j e_i}{\sum e_i^2} \quad (2.13)$$

onde

n_L é a quantidade de longarinas.

Na Figura 2.11, apresentam-se, com base no processo de Engesser/Courbon, o formato das linhas de influência de reação vertical para as longarinas da Figura 2.10b, em que os trechos com ordenadas negativas indicam reação de alívio.

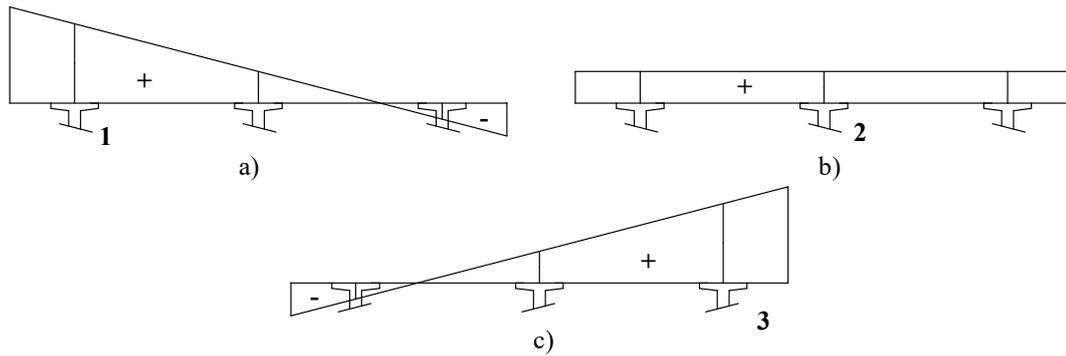


Figura 2.11 – Formato das linhas de influência (LI) de reação vertical para as longarinas pelo processo de Engesser/Courbon: a) LI para a longarina 1; b) LI para a longarina 2; c) LI para a longarina 3

2.4.2 Processo de Fauchart

Stucchi (2006) recomenda o processo de Fauchart para o cálculo de pontes em vigas múltiplas que não possuem transversinas intermediárias ou no caso das transversinas serem flexíveis. Nesse processo, diferentemente do processo de Engesser/Courbon, deve ser considerado o momento torçor nas longarinas. As hipóteses consideradas e as equações de equilíbrio podem ser verificadas em Stucchi (2006). A solução apresentada a seguir considera vãos biapoiados com transversinas apenas nos apoios. Nesse caso, adotam-se as seguintes hipóteses:

- as longarinas trabalham conforme a Resistência dos Materiais (as longarinas são barras; o material é homogêneo e isotrópico; é válida a lei de Hooke; é válida a hipótese de Navier; os deslocamentos são pequenos);
- as longarinas são biapoiadas e têm inércia constante;
- a influência do comportamento longitudinal das lajes é desprezada.

Tomando-se como referência a Figura 2.10b, as reações nas longarinas podem ser calculadas de acordo com o esquema estrutural apresentado na Figura 2.12, desenvolvido no Ftool (2018), em que as barras possuem largura de 1 metro (faixa unitária).

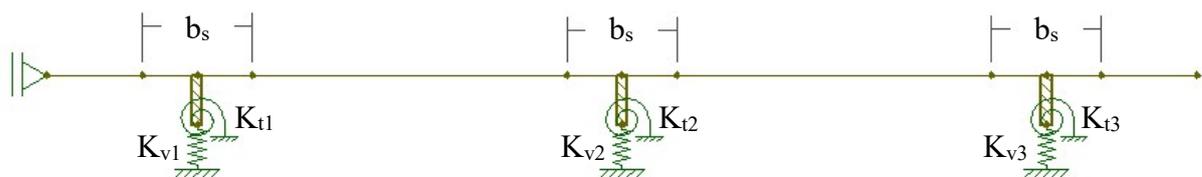


Figura 2.12 – Modelo para o processo de Fauchart

As barras para as regiões entre as longarinas (barras fora do comprimento b_s na Figura 2.12) possuem a altura da laje, h_f , e as barras para as regiões das longarinas (barras com comprimento b_s na Figura 2.12) possuem a altura h' dada por:

$$h' = h_f + \frac{b_s}{12} \quad (2.14)$$

onde

h_f é a altura (espessura) da laje (Figura 2.13);

b_s é a largura da mesa superior da viga pré-moldada (Figura 2.13);

A expressão (2.14) é proveniente da inclinação 1/3, conforme indicado na Figura 2.13. Essa inclinação também é considerada em Stucchi e Skaf (2006).

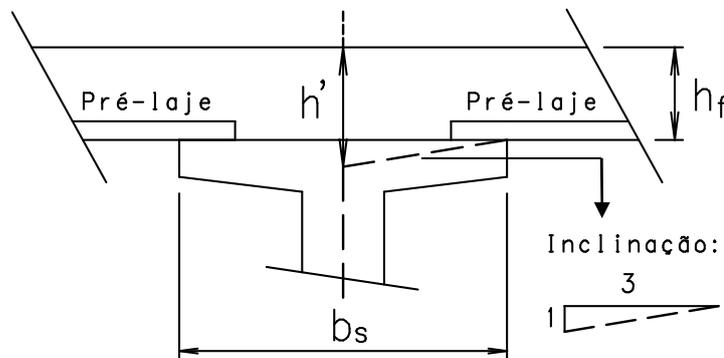


Figura 2.13 – Detalhes do modelo para o processo de Fauchart

As rigidezes das molas verticais e rotacionais são dadas, respectivamente, por meio das seguintes expressões:

$$K_v = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 E_{cs} I \quad (2.15)$$

$$K_t = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 G I_t \quad (2.16)$$

onde

K_v é a rigidez da mola vertical;

K_t é a rigidez da mola rotacional;

L é o vão biapoiado;

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

I é o momento de inércia da longarina (correspondente ao plano de flexão);

G é o módulo de elasticidade transversal do concreto; tomando-se o coeficiente de Poisson igual a 0,2, conforme indica a ABNT NBR 6118 (2014), tem-se que $G = E_{cs}/2,4$;

I_t é o momento de inércia à torção da longarina.

Segundo Leonhardt e Mönnig (2008), o momento de inércia à torção de seções retangulares de concreto, $I_{t,r}$, pode ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$I_{t,r} = \alpha_r b_r^3 d_r \quad (2.17)$$

onde

α_r é dado na Tabela 2.6, em função da relação d_r/b_r ;

b_r é a menor dimensão da seção retangular;

d_r é a maior dimensão da seção retangular.

Tabela 2.6 – Valores de α_r para o cálculo do momento de inércia à torção

d_r/b_r	1,5	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0	∞
α_r	0,196	0,229	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

Fonte: adaptado de Leonhardt e Mönnig (2008)

Neste trabalho, o momento de inércia à torção das longarinas é obtido mediante a soma dos momentos de inércia à torção dos retângulos enumerados na Figura 2.14, em que o retângulo R_1 se refere à laje colaborante.

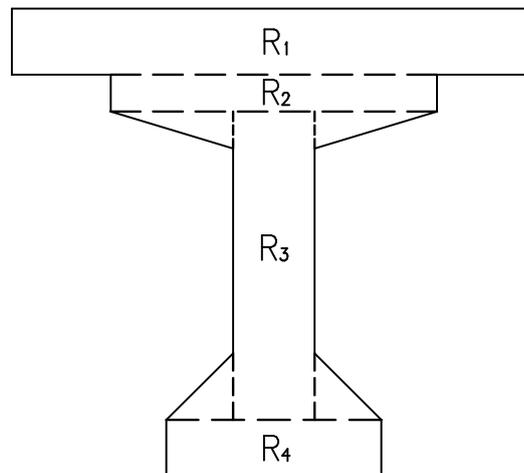


Figura 2.14 – Retângulos utilizados no cálculo do momento de inércia à torção das longarinas

O formato das linhas de influência de reação vertical e de momento torçor para as longarinas da Figura 2.10b para um vão de 14 metros estão apresentadas da Figura 2.15 à Figura 2.17. Nas linhas de influência de reação vertical, os trechos com ordenadas negativas indicam reação de alívio e nas linhas de influência de momento torçor, os trechos com ordenadas negativas indicam momento no sentido anti-horário.

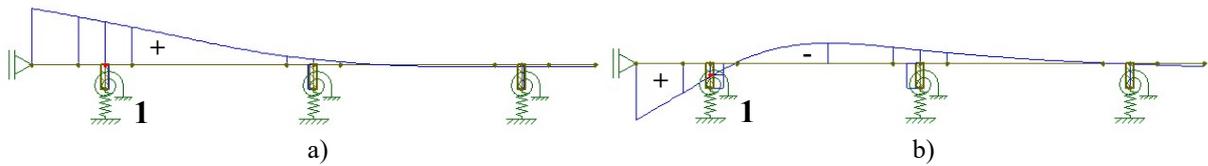


Figura 2.15 – Formato das linhas de influência para a longarina 1 pelo processo de Fauchart para um vão de 14 metros: a) reação vertical; b) momento torçor

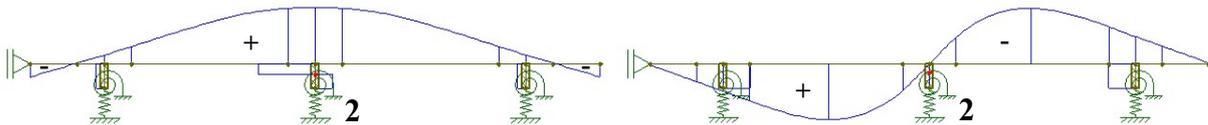


Figura 2.16 – Formato das linhas de influência para a longarina 2 pelo processo de Fauchart para um vão de 14 metros: a) reação vertical; b) momento torçor

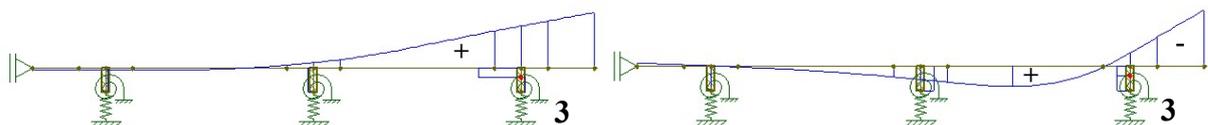


Figura 2.17 – Formato das linhas de influência para a longarina 3 pelo processo de Fauchart para um vão de 14 metros: a) reação vertical; b) momento torçor

2.5 Conceitos estatísticos

2.5.1 Definições

Na engenharia de estruturas, a estatística possui papel fundamental, dadas as diversas incertezas envolvidas em projeto (LUCHI, 2006). Os valores de ações e resistências, por exemplo, são algumas dessas incertezas.

Se várias realizações de um determinado fenômeno são exatamente iguais, o fenômeno é chamado determinístico. Por outro lado, se essas realizações não forem idênticas, o fenômeno será chamado de aleatório ou randômico. Nesse caso, cada realização está associada a um número real de probabilidade de ocorrência de um determinado evento relacionado ao fenômeno em observação. Intuitivamente se pode avaliar que: (a) a probabilidade está relacionada com a frequência de ocorrência do evento ao longo de uma sequência grande de realizações; (b) ela deve estar situada entre 0 e 1; e (c) a soma da probabilidade de todos os possíveis resultados do fenômeno deve ser igual a 1. Os vários resultados de um fenômeno aleatório podem ser vistos como os resultados de um experimento. Em probabilidade e estatística, tal experimento é representado por uma função definida como variável aleatória, que

é representada usualmente por uma letra maiúscula. Valores específicos de uma variável aleatória são representados por letras minúsculas (SAGRILO E LIMA, 2010).

O evento $\{X = x\}$ indica que a variável aleatória X assume o valor x . O evento $\{X \leq x\}$ significa que a variável aleatória X assume qualquer valor menor do que x . Como X é uma variável aleatória, a ocorrência do evento só pode ser determinada em termos de probabilidades (BECK, 2019).

A probabilidade de que a variável aleatória X assuma qualquer valor menor que x pode ser representada por meio de uma função de distribuição acumulada de probabilidades $F_X(x)$, conforme a Equação (2.18).

$$F_X(x) = P[\{X \leq x\}] \quad (2.18)$$

onde

$P[\]$ é o operador de probabilidades.

A derivada, em relação a x , da função de distribuição acumulada de probabilidades é chamada de função de densidade de probabilidades, ou $f_X(x)$:

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (2.19)$$

Da Figura 2.18 à Figura 2.20, apresentam-se algumas funções $f_X(x)$ e $F_X(x)$. A média μ_X ou valor esperado $E[X]$, de uma variável aleatória X , são dados por:

$$\mu_X = E[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx \quad (2.20)$$

A variância de uma variável aleatória X mede a dispersão dos valores da variável em torno da média, sendo dada por:

$$\sigma_X^2 = Var[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^2 f_X(x) dx \quad (2.21)$$

O desvio-padrão σ_X é definido com a raiz quadrada da variância:

$$\sigma_X = \sqrt{Var[X]} \quad (2.22)$$

O coeficiente de variação (CV) é definido como a razão entre o desvio-padrão e a média:

$$CV = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (2.23)$$

Sagrilo e Lima (2010) esclarecem que o coeficiente de variação mede, de forma adimensional, a dispersão dos valores da variável em torno da média, isto é, coeficientes baixos indicam valores próximos à média, enquanto coeficientes altos indicam forte dispersão em torno da média.

2.5.2 Distribuições de probabilidades

Na literatura existem muitas funções que podem ser utilizadas para representar um determinado fenômeno. As funções utilizadas neste trabalho estão descritas a seguir.

- **Distribuição normal: $N(\mu_X, \sigma_X)$**

A variável aleatória normal é talvez a mais conhecida e mais utilizada. É também uma das distribuições mais simples, pois tem somente a média μ_X e o desvio-padrão σ_X como parâmetros (BECK, 2019).

Uma variável X é dita normalmente distribuída ou simplesmente uma variável gaussiana, se a sua função de densidade de probabilidades é apresentada na seguinte forma:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2 \right] \quad (2.24)$$

De acordo com Sagrilo e Lima (2010), a função de distribuição acumulada de probabilidades é avaliada por integração numérica ou por uso de tabelas disponíveis em livros de estatística. Na Figura 2.18, apresentam-se dois exemplos de distribuições normais desenvolvidos no MATLAB.

Qualquer variável aleatória com distribuição normal pode ser transformada em uma variável normal padrão Y , que possui média nula e desvio-padrão unitário, fazendo:

$$Y = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (2.25)$$

Sendo y um determinado valor de Y , a variável normal padrão Y assume a seguinte função de densidade de probabilidades:

$$f_Y(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{y^2}{2}\right) \quad (2.26)$$

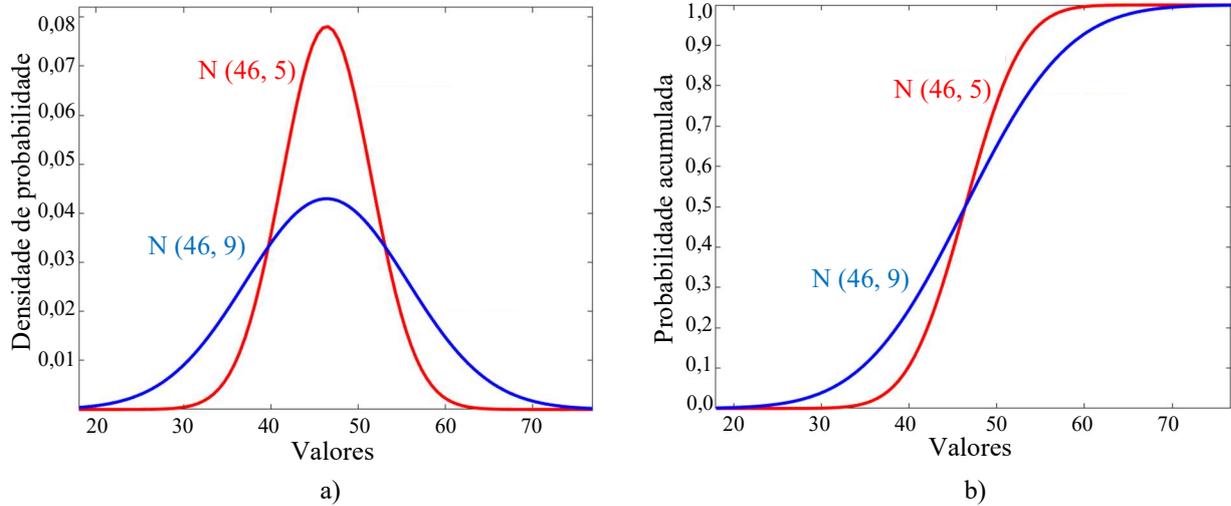


Figura 2.18 – Exemplos de funções de probabilidades para a distribuição normal: a) função de densidade de probabilidades; b) função de distribuição acumulada de probabilidades

A função de distribuição acumulada de probabilidades de Y , usualmente denotada por $\Phi(y)$, é dada por:

$$\Phi(y) = \int_{-\infty}^y f_Y(y) dy \quad (2.27)$$

Para a variável aleatória X , a função de distribuição acumulada de probabilidades $F_X(x)$ é determinada a partir de $\Phi(y)$, fazendo:

$$F_X(x) = \Phi\left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X}\right) \quad (2.28)$$

- **Distribuição log-normal: $LN(\lambda_X, \xi_X)$**

Uma variável aleatória X tem distribuição log-normal quando, estatisticamente, $\ln(X)$ assume distribuição normal (SAGRILO E LIMA, 2010). A função de densidade de probabilidades e a função acumulada de probabilidades da variável log-normal X são dadas por:

$$f_X(x) = \frac{1}{\xi_X x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \lambda_X}{\xi_X}\right)^2\right] \quad (2.29)$$

$$F_X(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \lambda_X}{\xi_X}\right) \quad (2.30)$$

onde

λ_X é o valor esperado (média) de $\ln(X)$, ou seja, $\lambda_X = E[\ln(X)] = \mu_{\ln(X)}$;

ξ_X é o desvio-padrão de $\ln(X)$, ou seja, $\xi_X = \sqrt{\text{Var}[\ln(X)]} = \sigma_{\ln(X)}$.

Os parâmetros ξ_X e λ_X podem ser calculados pela média e pelo desvio-padrão de X , conforme as seguintes expressões:

$$\xi_X = \sqrt{\ln\left[1 + \left(\frac{\sigma_X}{\mu_X}\right)^2\right]} \quad (2.31)$$

$$\lambda_X = \ln(\mu_X) - 0,5\xi_X^2 \quad (2.32)$$

De modo alternativo, a média e o desvio-padrão de X podem ser calculados a partir de ξ_X e λ_X , de acordo com:

$$\mu_X = \exp(\lambda_X + 0,5\xi_X^2) \quad (2.33)$$

$$\sigma_X = \mu_X \sqrt{(\exp[\xi_X^2] - 1)} \quad (2.34)$$

Na Figura 2.19, apresenta-se um exemplo de distribuição log-normal desenvolvido no MATLAB.

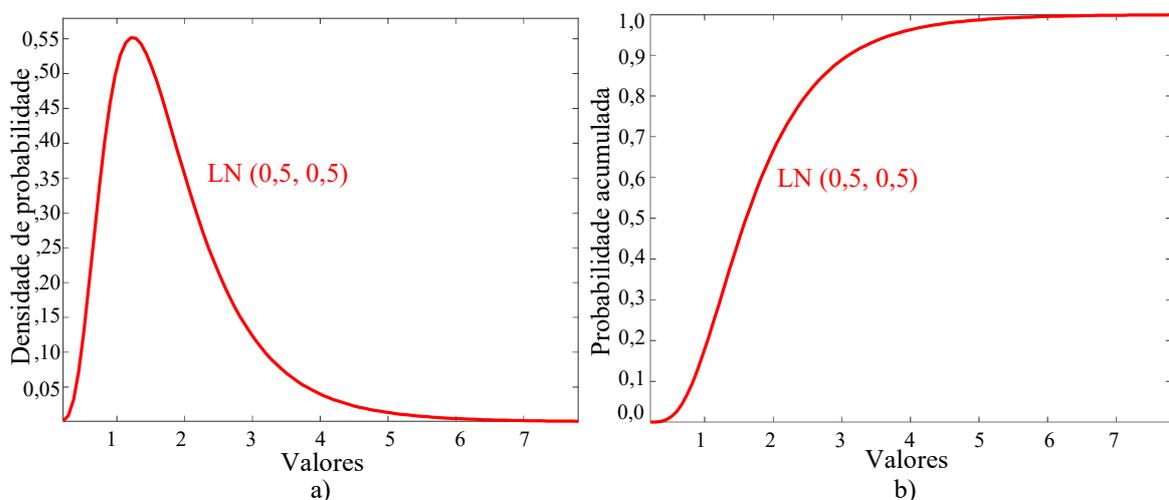


Figura 2.19 – Exemplos de funções de probabilidades para a distribuição log-normal: a) função de densidade de probabilidades; b) função de distribuição acumulada de probabilidades

- **Distribuição de Weibull para mínimos: EV – III(u, α, n_0)**

A distribuição de Weibull para mínimos é utilizada neste trabalho para representar a variabilidade da resistência à fadiga, isto é, o número de ciclos para a falha por fadiga. Considerando que N é a variável aleatória que representa o número de ciclos para a falha (n representa um determinado valor para o número de ciclos para a falha, isto é, o evento $\{N = n\}$ indica que a variável aleatória N assume o valor n), a função de densidade de probabilidades $f_N(n)$ e a função acumulada de probabilidades $F_N(n)$ são dadas por:

$$f_N(n) = \frac{\alpha}{u - n_0} \cdot \left(\frac{n - n_0}{u - n_0}\right)^{\alpha-1} \cdot \exp\left[-\left(\frac{n - n_0}{u - n_0}\right)^\alpha\right], n \geq n_0 \quad (2.35)$$

$$F_N(n) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{n - n_0}{u - n_0}\right)^\alpha\right], n \geq n_0 \quad (2.36)$$

onde

α é o parâmetro de forma;

u é o parâmetro de escala;

n_0 é o limite inferior (no caso de variável estritamente positiva, como a resistência à fadiga, tem-se $n_0 = 0$).

Considerando $n_0 = 0$, os momentos (média μ_N e variância σ_N^2) e os parâmetros são relacionados de acordo com as Equações (2.37) e (2.38):

$$\mu_N = u\Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \quad (2.37)$$

$$\sigma_N^2 = u^2 \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right] \quad (2.38)$$

onde

$\Gamma(\cdot)$ é a função Gamma, isto é, $\Gamma(n) = (n - 1)!$.

Com a média e a variância determinadas experimentalmente, o parâmetro de forma α pode ser determinado de forma iterativa, por meio da expressão (2.39), conforme indicam Melchers e Beck (2018). Com o valor de α , o parâmetro de escala u pode ser determinado de acordo com (2.37).

$$1 + \left(\frac{\sigma_N}{\mu_N}\right)^2 = \frac{\Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right)}{\Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)} \quad (2.39)$$

Na Figura 2.20, apresenta-se um exemplo de distribuição de Weibull desenvolvido no MATLAB.

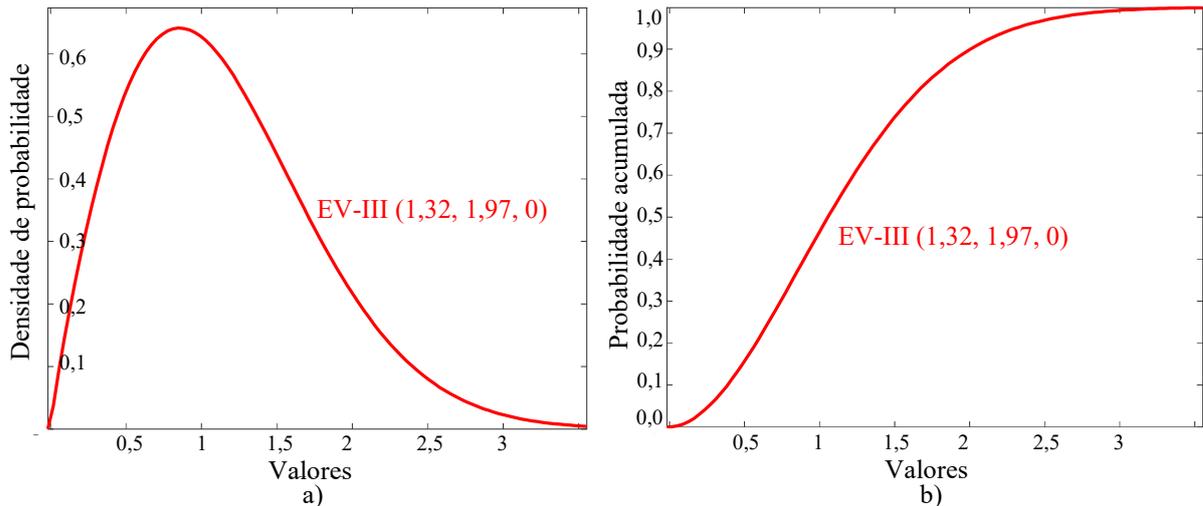


Figura 2.20 – Exemplos de funções de probabilidades para a distribuição de Weibull: a) função de densidade de probabilidades; b) função de distribuição acumulada de probabilidades

2.5.3 Papéis de probabilidade

A representação de um determinado fenômeno por uma função distribuição de probabilidades é algo que facilita bastante a análise, tornando-se possível, por exemplo, determinar os níveis de probabilidades associados aos diversos eventos que envolvem tal fenômeno (SAGRILO E LIMA, 2010).

A verificação do ajuste de distribuições de probabilidades aos dados observados e a obtenção dos parâmetros estatísticos podem ser feitas de diversas maneiras. Neste trabalho, utilizam-se os papéis de probabilidade, que, de acordo com Luchi (2006), consistem em papéis convenientemente definidos para distribuições preestabelecidas, nos quais são plotados os dados da amostra, de forma que, se esses pontos configurarem aproximadamente retas, significa que a distribuição escolhida é apropriada.

No presente trabalho, realiza-se o ajuste com auxílio do MATLAB, de modo que, a partir dos papéis de probabilidade de diversos tipos de distribuições disponíveis no programa, é possível verificar qual delas melhor se ajusta aos dados.

- ***Papel de probabilidade normal***

Sendo X a variável aleatória e Q a quantidade de valores da amostra, o procedimento de construção gráfica do papel de probabilidade normal, de acordo com Nowak e Collins (2013), segue as etapas:

- 1- Organizam-se os valores dos dados da variável X em ordem crescente, atribuindo a cada valor um índice i que varia de 1 a Q . Não se descartam valores repetidos.
- 2- Para cada valor x_i , calcula-se a probabilidade acumulada dada por:

$$p_i = \frac{i}{Q + 1} \quad (2.40)$$

- 3- Para cada valor p_i , determina-se a inversa da distribuição normal padrão, dada por:

$$z_i = \Phi^{-1}(p_i) \quad (2.41)$$

- 4- Plotam-se as coordenadas (x_i, z_i) .

Ao invés de apresentar os valores z_i no eixo vertical, pode-se indicar as correspondentes probabilidades acumuladas p_i . Na Figura 2.21, apresenta-se um exemplo de plotagem de dados no papel de probabilidade normal. Quanto mais a plotagem se aproximar de uma reta, mais precisa será a representação como uma distribuição normal.

A interseção da reta com a probabilidade $p_i = 0,5$ (eixo vertical) fornece, no eixo horizontal, o valor médio μ_X . A inclinação da reta é dada por $1/\sigma_X$, onde σ_X é o desvio-padrão. Quanto mais íngreme for a reta, menor será o desvio-padrão (NOWAK E COLLINS, 2013).

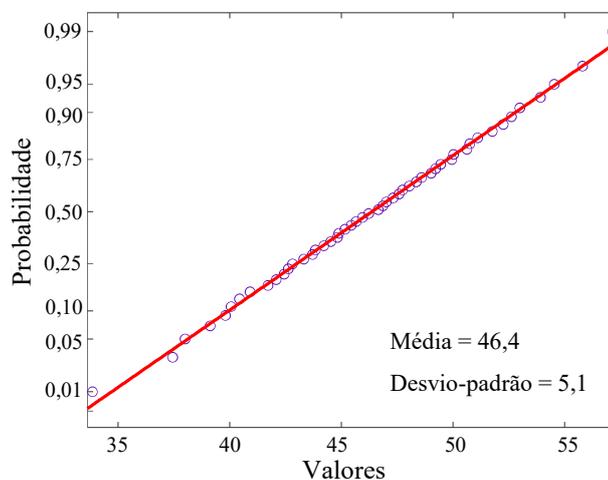


Figura 2.21 – Exemplo de plotagem de dados em papel de probabilidade normal

- **Papel de probabilidade log-normal**

O procedimento para a construção gráfica do papel de probabilidade log-normal segue as mesmas etapas do papel de probabilidade normal, substituindo-se, porém, os valores de x por $\ln(x)$. Assim, o eixo horizontal é dado por $\ln(x)$. Nesse caso, a interseção da reta com a probabilidade $p_i = 0,5$ (eixo vertical) fornece, no eixo horizontal, o valor de λ_X (media de $\ln(X)$). A inclinação da reta é dada por $1/\xi_X$, onde ξ_X é o desvio-padrão de $\ln(X)$.

Seguindo as mesmas etapas do papel de probabilidade normal, o papel de probabilidade log-normal pode ser construído, substituindo-se a escala aritmética do eixo horizontal $\ln(x)$ por uma escala logarítmica de x . Na Figura 2.22, apresenta-se um exemplo de plotagem de dados no papel de probabilidade log-normal, que considera a escala logarítmica no eixo horizontal.

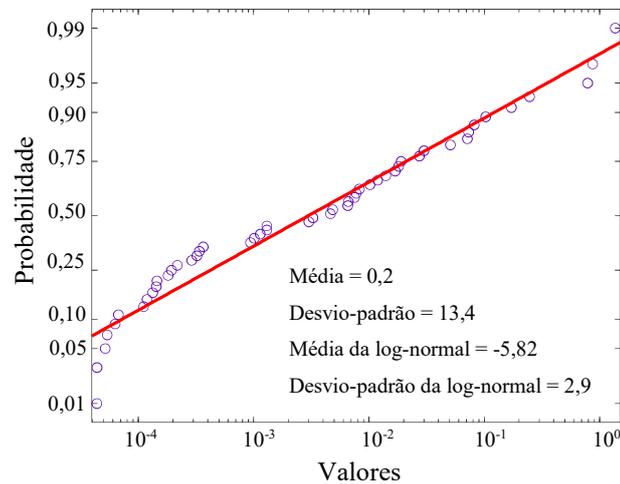


Figura 2.22 – Exemplo de plotagem de dados em papel de probabilidade log-normal

- **Papel de probabilidade de Weibull**

Sendo X a variável aleatória e Q a quantidade de valores da amostra, o procedimento de construção gráfica do papel de Weibull segue as etapas:

- 1- Organizam-se os valores dos dados da variável X em ordem crescente, atribuindo a cada valor um índice i que varia de 1 a Q . Não se descartam valores repetidos.
- 2- Para cada valor x_i , determina-se a probabilidade acumulada, conforme Benard e Bos-Levenbach (1953), dada por:

$$p_i = \frac{i - 0,3}{Q + 0,4} \quad (2.42)$$

3- Para cada valor p_i , calculam-se os valores z_i para o eixo das ordenadas:

$$z_i = \ln[-\ln(1 - p_i)] \quad (2.43)$$

4- Plotam-se os valores $\ln(x)$ no eixo das abscissas.

O parâmetro de forma α é dado pela inclinação da reta. A intercessão da reta com o eixo vertical z fornece o valor “ $-\alpha \ln(u)$ ”, que permite a obtenção do parâmetro de escala u .

O papel de probabilidade Weibull é construído, em geral, substituindo-se a escala aritmética do eixo horizontal $\ln(x)$ por uma escala logarítmica de x . Além disso, ao invés de apresentar os valores z_i no eixo vertical, costuma-se indicar as correspondentes probabilidades acumuladas p_i . Na Figura 2.23, apresenta-se um exemplo de plotagem de dados no papel de probabilidade de Weibull, que considera a escala logarítmica no eixo horizontal.

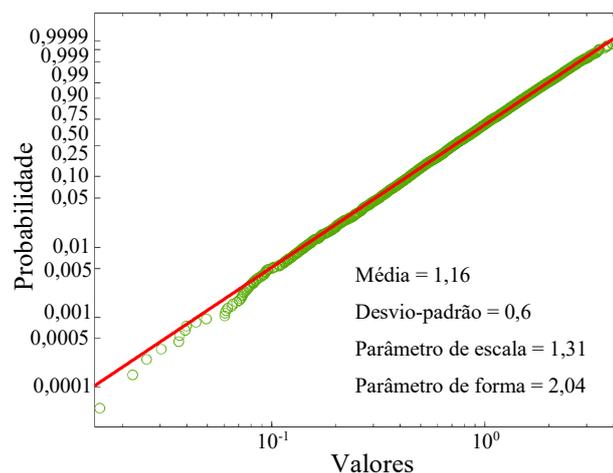


Figura 2.23 – Exemplo de plotagem de dados em papel de probabilidade de Weibull

2.5.4 Técnica de simulação LHS

Em muitos problemas de engenharia, manifesta-se a ausência de dados experimentais que permitem realizar uma determinada análise. Os métodos de simulação aparecem como solução para esse problema e criam a possibilidade de gerar um conjunto de resultados numéricos sem a necessidade de fazer testes experimentais (NOVA, 2017). Assim, com base no conhecimento prévio da distribuição de probabilidades e dos respectivos parâmetros de uma variável aleatória X , é possível gerar, mediante as técnicas de simulação, diversos valores dessa variável.

Neste trabalho, utiliza-se a simulação por Hipercubo Latino (*Latin Hypercube Sampling – LHS*), com o auxílio do MATLAB. Em relação aos outros tipos de simulação, como o método de Monte Carlo, o método LHS permite reduzir o número de simulações necessárias.

Sendo m_s o número de simulações e n_v o número de variáveis aleatórias, a técnica LHS, segundo Olsson, Sandberg e Dahlblom (2003) e Santos e Beck (2015), segue as etapas:

- 1- Cria-se uma matriz P , com dimensão $m_s \times n_v$, onde cada coluna n_v é uma permutação aleatória de $1, \dots, m_s$.
- 2- Cria-se uma matriz U , com dimensão $m_s \times n_v$, formada com números aleatórios independentes da distribuição uniforme entre 0 e 1 (na distribuição uniforme, os pontos amostrais que formam o domínio são equiprováveis).
- 3- Com as matrizes P e U , calcula-se a matriz C :

$$C = \frac{1}{m_s} (P - U) \quad (2.44)$$

- 4- Os valores da simulação são obtidos dos valores c_{ij} , fazendo:

$$x_{ij} = F_{X_j}^{-1}(c_{ij}) \quad (2.45)$$

onde

$F_{X_j}^{-1}$ é a inversa da função de distribuição acumulada de probabilidades da variável X_j .

A simulação por LHS pode ser realizada no MATLAB, que contém funções próprias para a obtenção da matriz C e para o cálculo de $F_{X_j}^{-1}$ com distribuição e parâmetros conhecidos. Neste trabalho, considera-se $n_v = 1$ e realiza-se a simulação de forma individualizada para cada variável aleatória X_j .

2.6 Confiabilidade estrutural

2.6.1 Considerações gerais

“São intrínsecas a todo projeto estrutural incertezas, sobretudo, associadas aos materiais que serão empregados na construção da estrutura e às ações a que ela estará sujeita durante e após a sua execução” (SANTIAGO, 2019, p.23). As diversas incertezas envolvidas em uma estrutura contribuem

[...] para que exista uma inevitável probabilidade de que a estrutura não venha a atender aos objetivos para os quais ela fora concebida. Esta probabilidade é definida

como probabilidade de falha e pode ser avaliada por métodos de análise de confiabilidade estrutural.

A confiabilidade estrutural é uma ferramenta que permite ao engenheiro considerar as incertezas nas variáveis de seu projeto através das distribuições reais de probabilidade das mesmas e obter, entre outros resultados, a probabilidade de falha da estrutura. Esta informação pode ser de fundamental importância na tomada de decisões que envolvam a segurança da estrutura.

A grande maioria das normas de projeto são baseadas em fatores parciais de carga e de resistência. Até bem pouco tempo atrás estes coeficientes eram definidos basicamente na experiência de profissionais envolvidos em projetos estruturais. Usando a confiabilidade é possível calibrar estes fatores numa maneira racional, ou seja, a partir da definição de um nível aceitável para a probabilidade de falha podem ser obtidos fatores de segurança que quando usados no projeto asseguram tal nível. Neste sentido, a confiabilidade tem sido muito usada na revisão de normas antigas bem como na elaboração de códigos de projeto para novas concepções estruturais (SAGRILO E LIMA, 2010, p. 3).

Para sistemas de engenharia com falhas pouco ou não observáveis, como é o caso de sistemas estruturais, Beck (2015, p. 14) define confiabilidade como “o grau de confiança (probabilidade subjetiva) de que um sistema não falhe dentro de um período de tempo especificado e respeitadas as condições de operação (de projeto) do mesmo”. Nesse aspecto, o autor define probabilidade de falha como “a probabilidade (subjetiva) de que o sistema falhe, não atendendo às especificações de projeto”. Beck (2015, p. 26) explica que a probabilidade subjetiva, também conhecida como definição bayesiana, é aquela em que “a probabilidade $P[A]$ está associada ao grau de confiança do sujeito em relação à ocorrência do evento A ”. O autor esclarece que esse conceito difere da definição frequentista, em que a probabilidade é calculada posteriormente, mediante um grande número de observações do experimento. Segundo o autor, a definição frequentista pode ser utilizada para a probabilidade de falha no caso de produtos de engenharia de produção em massa, nos quais as falhas são relativamente fáceis de observar (falhas ocorrem com certa frequência).

Segundo Souza Junior (2009), o principal objetivo da confiabilidade estrutural é quantificar a segurança das estruturas considerando as incertezas existentes. Sagrilo e Lima (2010, p. 4) ressaltam que “[...] a confiabilidade depende essencialmente da qualidade dos dados relacionados ao problema em análise e da precisão do modelo matemático usado para representá-lo”.

Nas normas de projeto, os fatores de segurança ou coeficientes parciais de segurança constituem o método dos estados-limite. Santiago (2019) esclarece que as normas americanas, quando convertidas a esse método, passaram por um processo de calibração baseado em confiabilidade. Em relação às normas europeias, no entanto, o autor aponta que não há evidências na literatura de que elas tenham sido submetidas a um processo generalizado de calibração. As normas brasileiras também não foram calibradas com base em confiabilidade.

Uma primeira abordagem sobre a calibração dos coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras é apresentada em Souza Junior (2009). Santiago (2019) desenvolve um estudo mais detalhado sobre a calibração das principais normas de projeto estrutural no Brasil.

No que diz respeito à calibração dos coeficientes normativos para o projeto de pontes no Brasil com base em confiabilidade, Nova e Silva (2017b) apresentam um estudo inicial e Portela (2018) apresenta um estudo mais abrangente, conforme se verifica na seção 2.1. Os estudos, no entanto, não abordam o problema de fadiga.

2.6.2 Conceitos fundamentais

Segundo Beck (2015, p. 84)

Os requisitos básicos de sistemas estruturais podem ser equacionados na forma de estados limites. O não atendimento de um requisito de serviço ou de segurança representa um estado indesejável da estrutura. Cada distinta maneira que possa levar a um estado indesejável é chamada, genericamente, de um modo de falha. Cada modo de falha dá origem a um estado limite. [...] Os diversos modos de falha de uma estrutura ou de elementos estruturais podem ser descritos através de equações chamadas de *equações de estado limite*. [...] Estas equações são escritas de tal forma que valores negativos representam falha e valores positivos representam não falha ou sobrevivência.

A equação de estado-limite mais simples é escrita como:

$$g(\mathbf{X}) = X_R - X_S \quad (2.46)$$

onde

$g()$ é a equação de estado-limite (ou função de falha);

\mathbf{X} é o vetor que reúne as variáveis aleatórias do problema;

X_R é a variável de resistência;

X_S é a variável de sollicitação.

A probabilidade de falha, que, segundo Beck (2015, p. 85), “é uma medida da propensão à violação de estados limites”, é dada por:

$$P_f = P\{g(\mathbf{X}) \leq 0\} \quad (2.47)$$

O índice de confiabilidade, que é um indicativo do nível de segurança da estrutura, é dado por:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (2.48)$$

onde

$\Phi^{-1}()$ é a inversa da distribuição cumulativa normal padrão.

Se a função conjunta de densidade de probabilidades das variáveis aleatórias (X_1, X_2, \dots) que compõe o problema é conhecida, então a probabilidade de falha pode ser obtida com:

$$P_f = \int_{\Omega_f} f_X(\mathbf{X}) dx \quad (2.49)$$

onde

Ω_f é o domínio de falha, isto é, $g(\mathbf{X}) \leq 0$;

$f_X(\mathbf{X})$ é a função conjunta de densidade de densidade de probabilidades (mais detalhes sobre essa função podem ser verificados em Beck, 2019).

Na Figura 2.24, apresenta-se um exemplo de função $f_X(\mathbf{X})$ para duas variáveis aleatórias (X_1 e X_2), assim como o domínio de falha Ω_f e de sobrevivência Ω_s de uma dada equação de estado-limite $g(\mathbf{X})$. A obtenção da função conjunta e a resolução da integral multidimensional da Equação (2.49) não são tarefas simples, sobretudo para problemas com diversas variáveis que possuem diferentes distribuições. Desse modo, métodos alternativos (analíticos ou de simulação) são geralmente empregados na análise de confiabilidade.

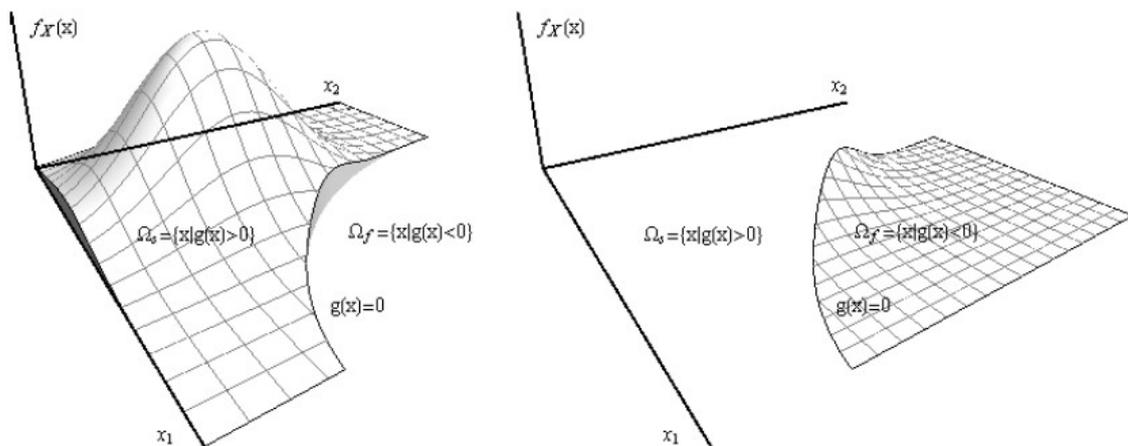


Figura 2.24 – Função de densidade conjunta, domínio de falha Ω_f e de sobrevivência Ω_s

Fonte: Beck (2019)

2.6.3 Cálculo da probabilidade de falha e índice de confiabilidade

- **Método de simulação**

Uma alternativa para o cálculo da probabilidade de falha pode ser a utilização de alguma técnica de simulação, como o LHS (item 2.5.4). A partir da geração de valores aleatórios para as variáveis da equação estado-limite, ela é avaliada para cada conjunto de valores, e a

probabilidade de falha é obtida de acordo com a Equação (2.50). O índice de confiabilidade pode ser calculado, então, de acordo com a Equação (2.48).

$$P_f = \frac{n^*}{m_s} \quad (2.50)$$

onde

m_s é o número de simulações;

n^* é o número de vezes em que a equação de estado-limite resulta em valor inferior ou igual a zero ($g(\mathbf{X}) \leq 0$).

Tomando-se como exemplo a Equação (2.46), a função de falha é avaliada para cada par de valores de X_R e X_S , ou seja, simula-se o teste da estrutura para diversas combinações de ações e resistências.

Segundo Beck (2015, p. 151),

métodos de simulação são muitas vezes chamados de métodos exatos porque, teoricamente, o resultado da simulação tende ao resultado exato quando o número de simulações tende ao infinito. Além disto, métodos de simulação evitam certas aproximações de métodos analíticos. No entanto, a concepção de exato se limita a estes dois fatores pois, na realidade, métodos de simulação ainda são sujeitos a erros de modelo, aproximações algorítmicas na geração de números aleatórios, e outros. Os resultados dependem da qualidade dos números aleatórios utilizados, cuja geração é uma parte crítica do processo de simulação.

Com base na Equação (2.50), nota-se que, quanto menor é a probabilidade de falha, maior é o número simulações necessárias. Desse modo, a aplicação do método para problemas com probabilidades de falha muito pequenas torna-se, em geral, proibitiva do ponto de vista da capacidade computacional de simulação. Assim, neste trabalho, utiliza-se o método analítico FORM apresentado à seguir e algumas probabilidades de falha são também calculadas com a técnica LHS no MATLAB.

- ***Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)***

Uma alternativa para a análise de confiabilidade pode ser o emprego de algum método analítico. Segundo Sagrilo e Lima (2010), o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (*First-Order Reliability Method* – FORM) tem sido utilizado na maioria dos problemas práticos.

No método FORM, as variáveis aleatórias \mathbf{X} (X_1, X_2, \dots), cujas distribuições são quaisquer e podem ser dependentes entre si ou não, são transformadas em variáveis \mathbf{Y} (Y_1, Y_2, \dots) normais padrão estatisticamente independentes. A função de falha $g(\mathbf{X})$ é escrita em função

das variáveis \mathbf{Y} como $g(\mathbf{Y})$. Depois disso, a superfície de falha $g(\mathbf{Y}) = 0$ é aproximada por uma superfície linear, chamada de hiperplano, no ponto com a menor distância até a origem no espaço das variáveis reduzidas. Esse ponto é denominado de ponto de projeto, identificado como V^* na Figura 2.25. A distância do ponto V^* até a origem do espaço normal padrão é justamente o índice de confiabilidade β (SAGRILO E LIMA, 2010).

O método está ilustrado graficamente na Figura 2.25 para duas variáveis, em que as linhas tracejadas indicam a projeção da função conjunta de probabilidades do espaço normal padrão. Com o índice de confiabilidade, a probabilidade de falha pode ser calculada por:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.51)$$

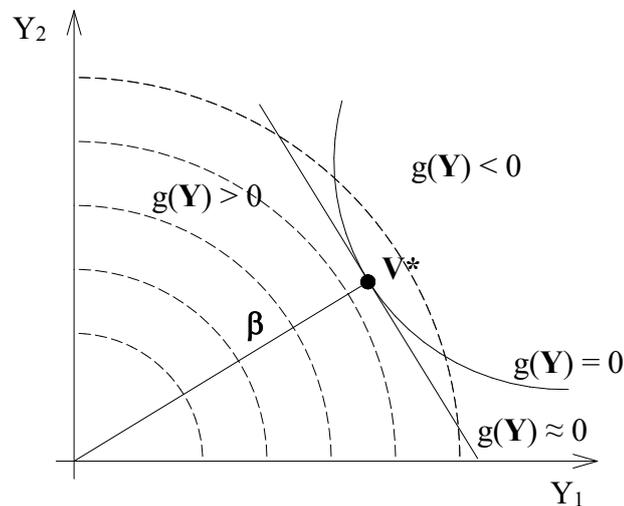


Figura 2.25 – Representação gráfica do método FORM
Fonte: adaptado de Sagrilo e Lima (2010)

É importante observar que o FORM calcula o índice de confiabilidade de forma aproximada, uma vez que aproxima o formato de $g(\mathbf{Y}) = 0$ a uma superfície linear no ponto V^* .

Os principais desafios do método FORM são a busca ao ponto de projeto e a transformação das variáveis. Para a transformação, utiliza-se, em geral, o modelo de Nataf (1962). O processo de busca ao ponto de projeto pode ser formulado como um problema de otimização, em que o algoritmo mais utilizado para resolver esse problema é aquele desenvolvido por Hasofer e Lind (1974) e aprimorado por Rackwitz e Fiessler (1978), também identificado como HLRF (SAGRILO E LIMA, 2010).

Mais detalhes sobre o FORM, assim como o modelo de Nataf (1962) e o algoritmo HLRF, podem ser verificados em Sagrilo e Lima (2010), Beck (2019), Melchers e Beck (2018)

e Nowak e Collins (2013). Neste trabalho, emprega-se o método FORM com o auxílio do programa StRAnD (Beck, 2008), em que se obtêm os índices de confiabilidade e os fatores de sensibilidade. Estes últimos, conforme se verifica em Beck (2019), indicam a contribuição relativa de cada variável da equação de estado-limite na composição da probabilidade de falha.

2.6.4 Análise probabilística para a vida de fadiga

Neste trabalho, a análise probabilística em relação à fadiga baseia-se na metodologia apresentada por Crespo-Minguillón e Casas (1998), que também é utilizada em Almeida, Rodrigues e Lima (2010), Rodrigues, Casas e Almeida (2013) e indicada pelo relatório técnico *Sustainable Bridges* (2007a).

Para avaliar a segurança à fadiga com base na regra de Palmgren-Miner, a função de estado-limite, de acordo com Crespo-Minguillón e Casas (1998), é dada pela Equação:

$$g(\mathbf{X}) = DM - \sum_i \frac{1}{N_i} \quad (2.52)$$

onde

- \mathbf{X} é o vetor das variáveis aleatórias envolvidas (descritas no item 5.4.2);
- DM é o Dano de Miner na falha, que representa a variável de resistência;
- $1/N_i$ é o dano elementar devido a cada ciclo de tensão do espectro de cargas;
- $\sum(1/N_i)$ é o dano devido ao espectro de cargas para o período de referência considerado (50 anos ou 100 anos, normalmente, para a vida útil de projeto das pontes), que representa a variável de solitação.

Crespo-Minguillón e Casas (1998) consideram a distribuição de Weibull para representar a variabilidade da resistência à fadiga (número de ciclos para a falha). Hwan Oh (1986) também indica a distribuição de Weibull para avaliar a fadiga. As funções e parâmetros dessa distribuição podem ser verificados na seção 2.5.2. Com base nessa distribuição, Crespo-Minguillón e Casas (1998) apresentam curvas S-N para o nível de confiança de 50%, conforme se verifica na Tabela 2.7. Neste trabalho, calculam-se valores para a variável $\sum(1/N_i)$, mediante as curvas da Tabela 2.7, para diversas simulações das variáveis aleatórias. Com os valores calculados, obtêm-se a distribuição de probabilidade e os parâmetros da variável dependente $\sum(1/N_i)$.

Tabela 2.7 – Parâmetros das curvas S-N considerando nível de confiança de 50%

Caso	$\Delta\sigma$ (MPa)	N	m	$K = N \cdot \Delta\sigma^m$
Armadura passiva reta	≥ 245	$\leq 2 \times 10^6$	6	$4,33 \times 10^{20}$
	< 245 > 205	$> 2 \times 10^6$ $< 10^7$	9	$6,39 \times 10^{27}$
	≤ 205	$> 10^7$	11	$2,69 \times 10^{32}$
Armadura ativa (pós-tração e cabos curvos)	≥ 165	$\leq 10^6$	3	$165^3 \times 10^6$
	< 165	$> 10^6$	7	$165^7 \times 10^6$

Fonte: adaptado de Crespo-Minguillón e Casas (1998)

Nota: $\Delta\sigma$, N , m e K podem ser verificados na seção 2.2.2.

Para indicar a variabilidade do Dano de Miner em ensaios, Crespo-Minguillón e Casas (1998) apresentam a variável DM_i . Os parâmetros de DM_i , obtidos de ensaios sob a variação de tensão constante, para os diferentes intervalos das curvas S-N, estão indicados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Parâmetros da variável DM_i

Caso	$\Delta\sigma$ (MPa)	Média	Desvio-padrão	α	u
Armadura passiva reta	≥ 245	1,104	0,463	2,57	1,24
	< 245 > 205	1,154	0,556	2,19	1,30
	≤ 205	1,169	0,618	1,97	1,32
Armadura Ativa	≥ 165	1,041	0,274	4,28	1,14
	< 165	1,072	0,367	3,21	1,20

Fonte: adaptado de Crespo-Minguillón e Casas (1998)

Nota: Os parâmetros podem ser verificados na seção 2.5.2.

Para um espectro de cargas com variações de tensões referentes a um único intervalo da curva S-N, os parâmetros da variável dependente DM podem ser obtidos diretamente da Tabela 2.8. Entretanto, para variações de tensões referentes a diferentes intervalos da curva S-N, os parâmetros de DM podem ser obtidos mediante a ponderação de DM_i correspondente ao dano do espectro referente a cada intervalo de tensão, conforme se verifica em Crespo-Minguillón e Casas (1998), Almeida, Rodrigues e Lima (2010) e Rodrigues, Casas e Almeida (2013). Neste trabalho, no caso de espectro de cargas com variações de tensões associadas a diferentes intervalos da curva S-N, utiliza-se o seguinte procedimento para obter os parâmetros de DM :

- 1- Para cada simulação do conjunto de variáveis aleatórias, obtêm-se os percentuais de $\sum(1/N_i)$ correspondentes a cada intervalo de variação de tensão (intervalos da Tabela 2.7 e Tabela 2.8).
- 2- Com todas as simulações, calculam-se os percentuais médios de $\sum(1/N_i)$ correspondentes a cada intervalo.

- 3- Por simulação, gera-se, para cada intervalo, uma quantidade de valores de DM_i compatível com o respectivo percentual médio de $\sum(1/N_i)$.
- 4- Com os valores de DM_i para todos os intervalos de tensão, obtêm-se a distribuição de probabilidade e os parâmetros da variável dependente DM .

2.6.5 Índice de confiabilidade alvo (β_{alvo})

Na literatura, verificam-se valores desejáveis para os índices de confiabilidade. Esses valores, também denominados índices de confiabilidade alvo (β_{alvo}), podem variar, principalmente, em função dos seguintes aspectos: estado-limite; período de referência; consequência de falha; e custo relativo da medida de segurança. Os índices de confiabilidade alvo de acordo com os aspectos mencionados podem ser verificados no JCSS (2001).

Para a calibração dos coeficientes parciais de segurança, com base no período de referência de 50 anos, o código modelo *fib* (2012) considera:

- $\beta_{alvo} = 1,5$ para ELS (falha irreversível em serviço);
- $\beta_{alvo} = 3,8$ para ELU;
- $\beta_{alvo} = 3,1$ para fadiga.

No que diz respeito à fadiga, a *fib* (2012) acrescenta que, dependendo das particularidades da consequência de falha e condições de inspeção e reparo, valores diferentes para β_{alvo} podem ser considerados. Na Tabela 2.9, indicam-se outros valores encontrados na literatura para o índice de confiabilidade alvo à fadiga. Neste trabalho, considera-se $\beta_{alvo} = 3,1$ para o período de referência de 50 anos, conforme recomendam a *fib* (2012) e os relatórios técnicos *Sustainable Bridges* (2007a, 2007b).

Tabela 2.9 – Valores apresentados na literatura para o índice de confiabilidade alvo à fadiga (pontes de concreto)

Fontes consultadas	β_{alvo}	Período de referência	Particularidade
ISO 13822 (2010) <i>Sustainable Bridges</i> (2007a, 2007b)	2,3	50 anos	Quando há possibilidade de inspeção do elemento sujeito à fadiga
	3,1*	50 anos	Quando não há possibilidade de inspeção do elemento sujeito à fadiga
Crespo-Minguillón e Casas (1998) Almeida, Rodrigues e Lima (2010) Rodrigues, Casas e Almeida (2013)	6,0	100 anos	Quando a ruptura da armadura é capaz de gerar o colapso estrutural**
Wassef et al. (2014)	1,0	---	Vida útil ilimitada à fadiga***

Notas: * Valor recomendado pela *fib* (2012).

** $\beta_{alvo} = 6,0$ foi considerado para a armadura longitudinal de pontes com duas longarinas e pontes com seção em laje (estruturas não consideradas neste trabalho).

*** A análise de confiabilidade para a vida útil ilimitada à fadiga não é considerada neste trabalho.

3 PESAGEM EM MOVIMENTO (WEIGH-IN-MOTION)

Este capítulo destina-se à base de dados referente ao tráfego rodoviário. Apresentam-se o sistema utilizado, a estação considerada, a calibração, os critérios de filtragem e as estatísticas de tráfego.

3.1 Considerações gerais

No que concerne à consideração do tráfego real, este trabalho utiliza registros de veículos obtidos de estação de pesagem em movimento de alta velocidade (*high speed weigh-in-motion* - HS-WIM). Os veículos são registrados em tráfego livre, ou seja, não precisam parar ou trafegar em baixa velocidade, conforme se ilustra na Figura 3.1. Assim, o HS-WIM evita evasão, uma vez que não é percebido pelos motoristas. O sistema fornece informações sobre cada veículo que passa, como dia, hora, faixa, velocidade, comprimento total, peso total, distância entre eixos e peso de cada eixo.



Figura 3.1 – Veículo trafegando sobre o sistema HS-WIM na BR-381
Fonte: Portela (2018) e ANTT (2016)

Devido ao processo contínuo de obtenção dos dados (24 horas por dia, em dias seguidos), o sistema permite o conhecimento real da frequência de ocorrência dos veículos, o que é fundamental para a análise de fadiga. Com as informações obtidas, é possível identificar também as situações de múltiplas presenças. Essas particularidades garantem à tecnologia grande vantagem em relação aos postos tradicionais de pesagem estática (balanças). Nas balanças de fiscalização, mesmo com o sistema mais preciso, os veículos com excesso de carga podem traçar rotas alternativas, as situações de múltiplas presenças são desconhecidas e os

dados não são coletados 24 horas por dia, em dias e meses seguidos. O HS-WIM é bastante difundido nos Estados Unidos, onde os dados das estações são amplamente utilizados na calibração de normas de projeto de pontes, conforme se verifica em Wassef et al. (2014) e Kulicki et al. (2015). No Brasil, no entanto, tendo em vista a reduzida quantidade de estações, o uso desse sistema não é comum.

Apesar de o sistema HS-WIM apresentar diversas vantagens, Portela (2018) explica que alguns cuidados devem ser tomados: calibrações periódicas devem ser realizadas em virtude dos efeitos da temperatura, principalmente; o processo de instalação exige profissionais altamente capacitados e com experiência na tecnologia; e os sensores embutidos no pavimento precisam ser substituídos ao fim de sua vida útil. Brito e Bock (2013) indicam que esse ciclo de vida varia de 3 a 5 anos e acrescentam que os dados obtidos poderão ser incoerentes com a realidade se o sistema não estiver corretamente calibrado.

Além do estudo de carga móvel em pontes, o HS-WIM também pode ser útil para avaliar os danos provocados pelo tráfego em pavimentos rodoviários, conforme se verifica em Brito e Bock (2013), ANTT (2016) e Bosso (2018). Os dados da frota podem servir também para a análise de aspectos operacionais relacionadas com a circulação dos veículos na rodovia e o dimensionamento de projetos geométricos. Existem ainda outros tipos de sistema WIM, em que os veículos podem ser registrados em alta ou baixa velocidade, conforme se verifica em Brito e Bock (2013), ANTT (2016), Portela (2018) e Bosso (2018). Como os sistemas de alta velocidade apresentam precisão inferior aos de baixa velocidade, Brito e Bock (2013) esclarecem que o HS-WIM não é utilizado para a fiscalização do peso dos veículos.

3.2 Descrição do sistema instalado na BR-381

Neste trabalho, utilizam-se os dados do sistema HS-WIM instalado na rodovia federal BR-381 (Rodovia Fernão Dias), que possui 562 quilômetros de extensão e interliga duas importantes regiões metropolitanas brasileiras: a Grande São Paulo e a Grande Belo Horizonte. Segundo Bosso (2018), a rodovia atende a fluxos inter-regionais de cargas, bem como a exportações de produtos pelo Porto de Santos ou por vias internas em direção aos países do MERCOSUL. De acordo com ANTT (2016), o sistema HS-WIM está instalado no quilômetro 948, entre as cidades de Extrema (MG) e Bragança Paulista (SP), em duas faixas rodoviárias sentido São Paulo, conforme apresentado na Figura 3.1.

Na Figura 3.2, apresenta-se o esquema de instalação do sistema no pavimento asfáltico, em que cada faixa rodoviária contém dois laços indutivos (*loops*) e duas linhas de sensores

piezoelétricos (configuração L-P-L-P, isto é, *Loop-Piezo-Loop-Piezo*). O sistema contém também sensor de temperatura e um equipamento para a coleta e análise de dados (Figura 3.3a).

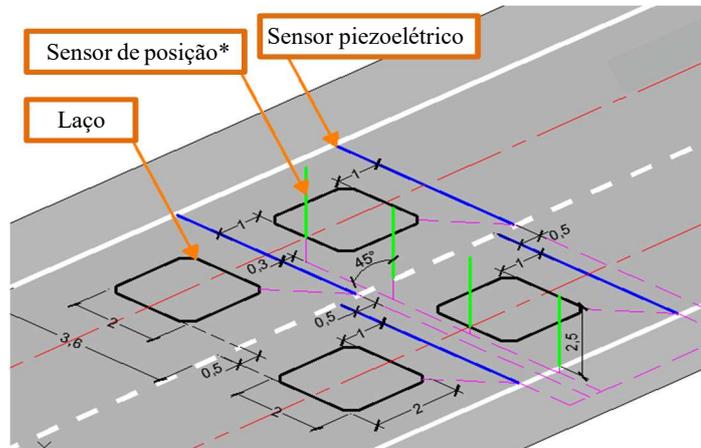


Figura 3.2 – Esquema do sistema HS-WIM para a BR-381 (*os sensores de posição, que detectam eventuais mudanças de faixa, não foram instalados)

Fonte: adaptado de ANTT (2016) e Portela (2018)



[ATM-WIM Controller]

a)



b)

Figura 3.3 – a) Equipamento para a coleta e análise dos dados; b) Sensor piezoelétrico

Fonte: ANTT (2016)

Os laços indutivos são responsáveis por detectar os veículos e medir a distância entre os eixos e a velocidade. Os laços são energizados com potencial constante, que só é alterado, por indução, quando um grande objeto metálico (veículo, no caso) passa sobre o dispositivo. Os laços são capazes de identificar os veículos que trafegam próximos uns dos outros. Se esses dispositivos não fossem instalados, nenhuma distinção seria feita quando os veículos estão próximos, de modo que o sistema interpretaria essa situação como um único evento (ANTT, 2016).

Os sensores piezoelétricos (Figura 3.3b) são responsáveis pela medição do peso. Os sensores, quando submetidos a uma força mecânica (provocada pelo pneu do veículo), produzem uma diferença de potencial elétrico causada por cargas elétricas de polaridades

opostas que surgem nas faces paralelas do material cristalino piezoelétrico. A diferença de potencial elétrico é proporcional ao peso de uma roda ou conjunto de rodas. As cargas são geradas somente quando as forças atuantes variam. Por esse motivo, os sensores piezoelétricos só podem ser utilizados para veículos com velocidades superiores a 16 Km/h. Os sensores adotados possuem 2,73 metros de comprimento, 1,27 centímetro de largura e são compostos do polímero PVDF (fluoreto de polivinilideno) (ANTT, 2016).

As tolerâncias para 95% de confiança, conforme indica o fabricante dos sensores, estão apresentadas na Tabela 3.1.

Dado	Tolerância
Peso bruto total (PBT)	$\pm 10\%$
Carga por eixo	$\pm 15\%$
Carga por grupo de eixo	$\pm 15\%$
Volume de tráfego	$> 99,5\%$
Velocidade	$\pm 1,5\%$
Comprimento	$\pm 8\%$

Fonte: Portela (2018) e ANTT (2016)

O sistema HS-WIM da BR-381 foi instalado em julho de 2015 e a estação permaneceu em operação até 2019. Os dados obtidos eram enviados ao Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - LEM/USP. A instalação obedeceu aos seguintes procedimentos, conforme se verifica em Portela (2018) e ANTT (2016):

1. Limpeza do pavimento (Figura 3.4a) e marcação do posicionamento dos sensores na pista (Figura 3.4b).



a)

b)

Figura 3.4 – a) Limpeza do pavimento; b) Marcação na pista

Fonte: Portela (2018) e ANTT (2016)

2. Execução de cortes no pavimento para o posicionamento dos sensores (Figura 3.5). O corte para a instalação do laço indutivo possui 35 milímetros de profundidade e 4 milímetros de largura. O corte destinado ao sensor piezoelétrico apresenta profundidade e largura de 25 milímetros.



Figura 3.5 – Execução de cortes no pavimento para a instalação dos sensores
Fonte: Portela (2018) e ANTT (2016)

3. Posicionamento dos sensores (Figura 3.6), com os suportes espaçados em intervalos de 15 a 20 centímetros, e verificação da profundidade dos sensores.



Figura 3.6 – Instalação dos sensores
Fonte: adaptado de Portela (2018) e ANTT (2016)

4. Preenchimento das aberturas (Figura 3.7a). A aparência final do pavimento está indicada na Figura 3.7b.



Figura 3.7 – a) Preenchimento dos cortes; b) Aspecto final do pavimento.

Fonte: Portela (2018) e ANTT (2016)

Como os sensores piezoelétricos são influenciados pela variação de temperatura, o sistema precisa ser calibrado periodicamente, a fim de garantir a precisão das medidas em campo, dentro de limites aceitáveis de erro (tolerâncias indicadas pelo fabricante). Na metodologia de calibração utilizada para a estação da BR-381, um veículo de peso conhecido (medido em pesagem estática) passa no sistema com velocidades variadas em diferentes horas do dia. O peso obtido é então comparado com o peso estático, a fim de aplicar ajustes no sistema (fatores de calibração). Essa correção deve ser realizada para diferentes valores de temperatura, incluindo variações sazonais (ANTT, 2016; PORTELA, 2018).

Os dados WIM utilizados neste trabalho foram submetidos às correções obtidas das calibrações de julho de 2015, outubro de 2015, fevereiro de 2016, fevereiro de 2017 e maio de 2017, nas quais se obtiveram variações típicas de temperatura das estações de verão e inverno. Foi utilizado um caminhão de três eixos, conforme indicado na Figura 3.1, carregado com pedras, em que o sistema apresentou, antes da calibração, erro de $\pm 40\%$ na medição de peso bruto total. Após a calibração, esse erro foi reduzido para $\pm 10\%$, que está de acordo com a tolerância indicada na Tabela 3.1 (PORTELA, 2018). Os dados utilizados em Portela (2018) e Bosso (2018) também foram submetidos às cinco calibrações mencionadas. Mais detalhes sobre a calibração, assim como os testes de controle de qualidade dos dados, podem ser verificados em Portela (2018) e ANTT (2016).

3.3 Processo de filtragem e características do tráfego

Mesmo com as calibrações, o sistema pode apresentar dados potencialmente incorretos. Pesos maiores que a capacidade máxima de tração ou menores que a tara dos caminhões são alguns exemplos. Além disso, alguns dados são desnecessários para o estudo de carga móvel em pontes. Veículos de passageiros e caminhões leves, por exemplo, podem ser desprezados na

maioria das análises, tendo em vista as solicitações irrelevantes que provocam. Desse modo, os dados WIM precisam ser filtrados antes da sua utilização. Os critérios de filtragem precisam ser definidos considerando as características da frota de veículos e podem variar também de acordo com a necessidade da análise, isto é, ELU, ELS ou fadiga.

Para o estudo de fadiga com base em dados HS-WIM, Wassef et al. (2014) eliminam veículos com peso total inferior a 90 kN. Laranjeiras (1990) esclarece que veículos com peso menor que 70 kN acumulam danos por fadiga irrelevantes para a segurança da estrutura, mesmo que se repitam muitas vezes.

Neste trabalho, optou-se por utilizar a maioria dos critérios de filtragem apresentados em Portela (2018), ANTT (2016) e Bosso (2018), que foram selecionados mediante consulta às resoluções do DNIT (2005, 2007, 2009) e catálogos de fabricantes no Brasil. A listagem seguinte apresenta, em ordem, os filtros aplicados. Veículos que se enquadram em qualquer um dos critérios foram excluídos.

- 1- **$P_{BT} \leq 62 \text{ kN}$** (P_{BT} é o peso bruto total do veículo). Este filtro elimina caminhões leves e veículos de passageiros irrelevantes para a análise. O valor de 62 kN baseia-se no limite físico para o máximo PBT de veículos urbanos de carga (VUC).
- 2- **$P_i \leq 22 \text{ kN}$** (P_i é o peso por eixo). Este valor representa a carga do eixo dianteiro dos veículos urbanos de carga (VUC) mais pesados considerados no Filtro 1.
- 3- **$P_d > 320 \text{ kN}$** (P_d é o peso referente ao tandem duplo). Este valor é definido com base na maior capacidade técnica (limite físico) para o tandem duplo, conforme indicam os catálogos das montadoras no Brasil. Esse filtro também contribui para a eliminação de registros que apresentam peso bruto total maior que a capacidade máxima de tração do veículo. Ressalta-se que o peso legal para o tandem duplo no Brasil é 170 kN.
- 4- **$d \leq 0,92 \text{ m}$** (d é a distância entre eixos). No Brasil, o menor diâmetro de roda (aro e pneu) para eixos tandem é próximo de 0,87 m. Adicionando-se 5 cm para a distância entre pneus, considera-se o valor de 0,92 m para o espaçamento mínimo entre eixos.
- 5- **$C > 36 \text{ m}$** (C é o comprimento total do veículo). No Brasil, o máximo comprimento permitido é de 30 metros. Soma-se uma tolerância de 20% a esse valor.
- 6- **$C > 15,4 \text{ m}$ e $P_{BT} \leq 104,3 \text{ kN}$** . Este filtro elimina dados incoerentes relacionados a veículos longos com pouco peso. Também descarta registros que consideram dois veículos seguidos como apenas um. O comprimento refere-se a um caminhão de 14 metros (comum no Brasil) com uma tolerância de 10%. O PBT é definido com base na soma de 42,3 kN (menor peso de um eixo referente ao veículo de 14 metros) com 62 kN (mínimo PBT para um segundo caminhão, conforme indicado no Filtro 1).

- 7- $P_i > 180 \text{ kN}$. Este valor se refere à máxima capacidade de carga por eixo (limite físico), conforme indicado nos catálogos de fabricantes no Brasil. Esse filtro também contribui para a eliminação de registros que apresentam peso bruto total maior que a capacidade máxima de tração do veículo. Ressalta-se que, no Brasil, o peso legal para o eixo individual é 100 kN. O limite físico de 180 kN também é considerado por Rossigali (2013).
- 8- $PBT \geq 1,1 \cdot \sum P_i$ ou $PBT \leq 0,9 \cdot \sum P_i$ ($\sum P_i$ representa a soma dos pesos dos eixos). Este critério considera uma margem de erro de 10% no peso total dos veículos.
- 9- $\sum d > C$ ($\sum d$ representa a soma das distâncias entre eixos). Este filtro elimina dados incorretos relacionados ao comprimento ou à soma dos espaçamentos entre eixos dos caminhões.
- 10- $C < 5 \text{ m}$. Este filtro descarta dados incorretos em relação ao comprimento dos caminhões.
- 11- $v > 170 \text{ Km/h}$ (v é a velocidade do veículo). Apesar de ser um valor alto para veículos de carga, é possível que os caminhões circulem em altas velocidades, especialmente no período noturno, em que o tráfego é menos intenso.
- 12- $P_1 > 100 \text{ kN}$ (P_1 é o peso do eixo dianteiro). De acordo com os catálogos das montadoras, este valor corresponde à máxima capacidade de carga (limite físico) para o primeiro eixo.
- 13- $PBT > 1500 \text{ kN}$. Conforme se verifica nos catálogos dos fabricantes, este valor corresponde à máxima capacidade de tração (limite físico) para as carretas de nove eixos.

Neste trabalho, apenas o valor do último filtro, que se refere ao peso bruto total máximo, difere daquele apresentado por Portela (2018), ANTT (2016) e Bosso (2018). Isso porque, conforme se verifica em Portela (2018), o valor de 930 kN para esse último filtro eliminou, em média, um veículo por dia. Além disso, os catálogos dos fabricantes indicam que a capacidade máxima de tração para carretas de nove eixos é de 1.500 kN, que é o valor escolhido para este trabalho. Em razão dessa mudança, os dados WIM foram reprocessados. É importante notar que os veículos mais pesados, mesmo com menor ocorrência, podem ter contribuições significativas nas análises.

Ao aplicar os filtros para os dados WIM da BR-381, para o período de setembro de 2015 a agosto de 2017, Portela (2018) verifica que 73% dos registros são eliminados. O autor indica que, antes da filtragem, o volume diário médio de veículos é de 13.292 e, após a filtragem, o volume diário médio de caminhões (VDMC) é de 3.631. O primeiro e o segundo filtro

descartam 68% e 3,5% dos dados, respectivamente, enquanto os outros filtros eliminam, juntos, 1,5% dos registros apenas. É importante ressaltar que esses percentuais também valem para este trabalho, uma vez que o valor de 930 kN para o Filtro 13, conforme considerado em Portela (2018), eliminou apenas um veículo por dia, em média. O autor acrescenta que o Filtro 8 não excluiu um veículo sequer, o que significa que as medidas dos pesos (totais e individuais por eixo) são consistentes. O Filtro 11 eliminou apenas um veículo por mês, em média. O Filtro 3 e o Filtro 7 eliminam juntos um veículo por dia, em média.

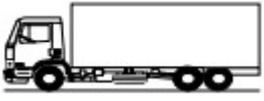
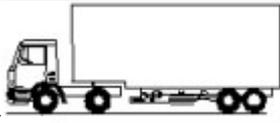
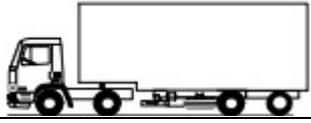
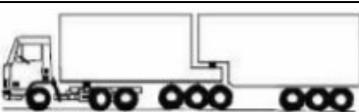
Neste trabalho, os dados filtrados são analisados por meio de planilhas, em que as informações de cada veículo estão apresentadas na Tabela 3.2. Considera-se o período de setembro de 2016 a maio de 2017 (273 dias, com dados coletados 24 horas por dia). Para o período considerado, o VDMC é de 3.655 veículos, em que o volume diário de caminhões varia de 1.079 a 5.103, e se verifica que 83% dos caminhões circulam na faixa da direita (faixa próxima ao acostamento, onde trafega o veículo da Figura 3.1). Ressalta-se que o VDMC de 3.655 veículos para o período considerado é ligeiramente maior que o VDMC obtido por Portela (2018) para o período de setembro de 2015 a agosto de 2017 (3.631 veículos). Mesmo assim, no capítulo 5, realiza-se a avaliação da segurança à fadiga das pontes para um volume de tráfego maior que o observado, de modo a considerar um possível aumento no volume de tráfego. Conforme indicado no item 5.4, consideram-se 5.000 veículos para o VDMC.

Tabela 3.2 – Dados obtidos para cada veículo que passa sobre o sistema

Dado	Parâmetro
Data e horário	mês / dia / ano
Faixa	U1 (faixa da esquerda) ou U2 (faixa da direita)
Velocidade	Km/h
Aceleração	cm/s ²
Classe do veículo	de acordo com o DNIT
Número de eixos	número inteiro
Número de grupos de eixo	número inteiro
Comprimento total	centímetros
Peso bruto total (PBT)	Kgf
Espaçamento entre eixos	centímetros
Carga por eixo	Kgf
Carga por grupo de eixo	Kgf

Na Tabela 3.3, apresentam-se alguns dados obtidos para as 12 classes de veículos mais frequentes da rodovia, que representam cerca de 95% dos veículos válidos (após a filtragem), e os respectivos pesos legais (com 5% de tolerância).

Tabela 3.3 – Alguns dados para as 12 classes mais frequentes da BR-381 (setembro de 2016 a maio de 2017)

Silhueta	Classe (DNIT)	Frequência (%)	PBT ¹ (kN)	PBT legal (kN)
	2C	14,96	62,0 (mín.) 272,5 (máx.) 100,8 (méd.)	168,0
	2S1	1,89	69,9 359,8 154,2	273,0
	3C	23,33	66,7 417,1 166,7	242,0
	2S2	13,03	99,3 497,4 190,9	347,0
	2I2	2,05	100,1 529,6 196,8	378,0
	4CD	2,68	96,0 504,1 242,8	305,0
	2S3	9,45	124,2 704,5 325,1	436,0
	3S2	1,98	128,2 630,1 260,0	420,0
	3S3	14,77	139,8 869,2 414,6	509,3
	3I3	3,13	143,1 760,2 448,0	556,5
	3D4	4,5	183,3 1026,1 502,1	599,0
	3M6	2,68	240,8 1192,7 660,2	777,0

Notas:

PBT: Peso Bruto Total

O PBT legal considera 5% de tolerância

¹Os valores estão apresentados na seguinte ordem: mínimo, máximo e médio.

Verifica-se, na Tabela 3.3, que os pesos máximos obtidos são maiores que os limites impostos pela lei da balança no Brasil. Entre os veículos válidos, o maior PBT obtido foi para o Bitrem de 9 eixos (classe 3M6). Os histogramas do PBT para cada classe, assim como informações complementares, estão indicados no Apêndice A. Os percentuais de ocorrência para outras classes podem ser verificados em Portela (2018).

A principal diferença entre os valores apresentados neste trabalho e aqueles indicados por Portela (2018) dizem respeito ao peso dos veículos com mais de seis eixos (devido à modificação do Filtro 13). Os demais valores pouco diferem daqueles indicados por Portela (2018). Assim, nota-se que o período considerado, que corresponde a nove meses, é suficiente para caracterizar o tráfego da BR-381, sendo desnecessária a utilização de mais dados.

Na Tabela 3.4, apresenta-se o PBT médio das cinco classes mais frequentes da BR-381 em comparação com outras bases de dados. Os dados da BR-381 e BR-290 são obtidos de estações HS-WIM, enquanto as demais bases de dados são provenientes de postos estáticos de pesagem (balanças). Verifica-se que, com exceção da classe 2C, os valores da BR-381 diferem dos valores das outras bases de dados em no máximo 11%. A diferença maior para a classe 2C deve-se aos Filtros 1 e 2, apresentados neste trabalho, que foram utilizados para a BR-290 e BR-381. Se os valores dos Filtros 1 e 2 fossem reduzidos, a frequência da classe 2C para a BR-290 e BR-381 aumentaria e os respectivos pesos médios diminuiriam.

Tabela 3.4 – Comparativo do PBT médio (kN) para diferentes bases de dados de acordo com o período considerado

Classe	DNIT ¹ (1999-2002)	Ecovia ¹ (2008)	AutoBAn ¹ (2008)	AutoBAn ¹ (2011)	BR-290 ² (2014)	BR-381 (2016-2017)
2C	65,6	79,0	74,0	76,6	101,2	100,8
3C	151,0	169,0	171,0	157,0	166,2	166,7
2S2	169,0	183,0	199,0	198,0	192,1	190,9
2S3	341,0	373,0	376,0	320,0	318,5	325,1
3S3	428,0	449,0	451,0	435,0	400,4	414,6

Fonte: ¹Rossigali (2013); ²Portela (2018).

4 DESENVOLVIMENTO DO MODELO RODOVIÁRIO BRASILEIRO DE CARGA MÓVEL PARA A VIDA ÚTIL ILIMITADA À FADIGA

Conforme apresentado nos itens 1.1 e 2.2.1, existem basicamente duas abordagens para a verificação de projeto à fadiga, as quais se referem à vida útil limitada ou ilimitada à fadiga. Neste capítulo, considera-se a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga, que por sua vez visa garantir segurança à fadiga para um período maior que a vida útil de projeto da estrutura. Avalia-se o trem-tipo vigente em relação ao tráfego real e propõe-se um novo modelo de carga móvel de fadiga. Os principais aspectos do estudo também podem ser verificados em Carneiro, Portela e Bittencourt (2020).

4.1 Estruturas consideradas

No intuito de avaliar a carga móvel brasileira em relação aos dados WIM para a vida útil ilimitada à fadiga, consideram-se estruturas típicas de pontes em múltiplas vigas e seção celular, conforme se ilustra na Figura 4.1, que são os tipos mais comuns considerados nos projetos atuais. Os aspectos relacionados ao tráfego estão indicados no item 4.2.

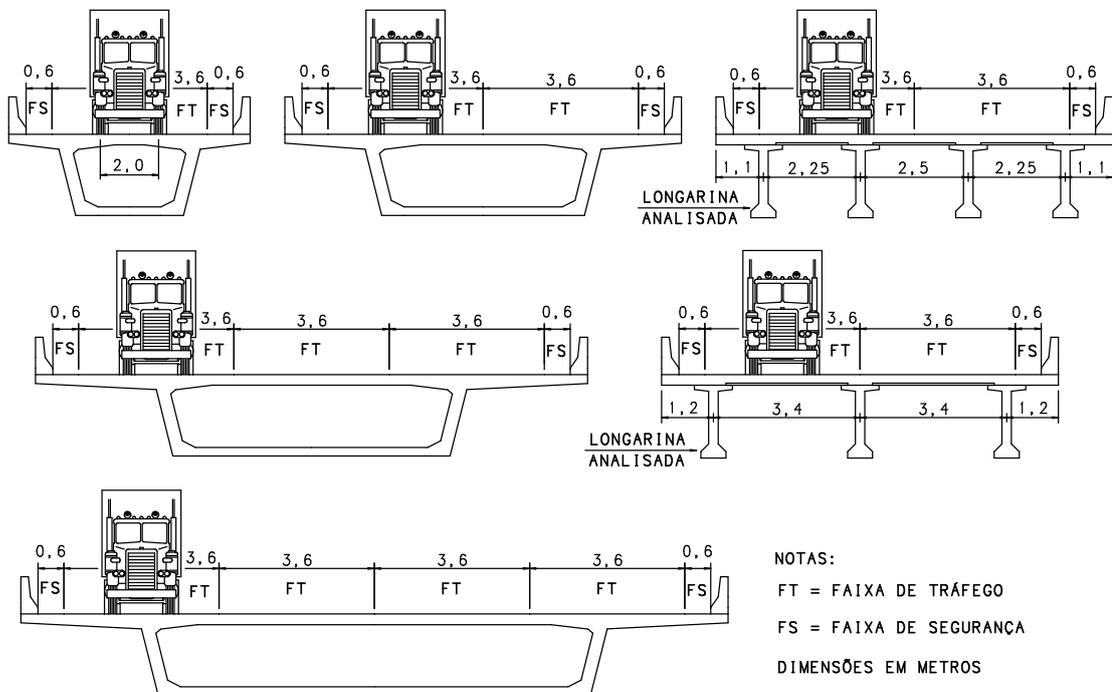


Figura 4.1 – Seções transversais das pontes consideradas

Para as pontes em vigas múltiplas, as dimensões e os vãos considerados foram obtidos de estruturas reais, as quais possuem duas faixas de tráfego de 3,60 m, duas faixas de segurança de 0,6 m e dois guarda-rodas tipo New Jersey de 0,4 m. Consideram-se seis pontes com longarinas protendidas biapoiadas, sem transversinas intermediárias (transversinas apenas nos apoios), com vãos de 14, 16, 18, 28, 37 e 41 metros. O vão de 37 metros possui quatro longarinas enquanto os demais vãos possuem três longarinas, conforme se apresenta na Figura 4.1. As pontes com vãos de 18, 28 e 41 metros também foram consideradas como se possuíssem transversinas intermediárias.

Em relação às pontes celulares, consideram-se tabuleiros com uma, duas, três ou quatro faixas de tráfego de 3,60 m, nos quais se utilizam ainda duas faixas de segurança de 0,6 m cada uma, conforme se ilustra na Figura 4.1. Para cada seção celular, são considerados vãos de 10, 30, 50 e 70 metros em estruturas biapoiadas e contínuas (dois vãos).

Para as pontes em vigas múltiplas, é necessário o estudo da distribuição das cargas nas longarinas. Este trabalho utiliza os processos de Engesser/Courbon e Fauchart para as estruturas com e sem transversinas intermediárias, respectivamente, conforme apresentado no item 2.4. Para ambos os métodos, foram desenvolvidas rotinas no Microsoft Excel e para o método de Fauchart utiliza-se também o programa Ftool (2018). As pontes celulares são consideradas como vigas únicas, conforme apresentado no item 2.4.

No que diz respeito à análise longitudinal, avaliam-se, nas pontes biapoiadas, o momento fletor no meio do vão e a força cortante no apoio. Nas pontes contínuas, avalia-se o momento fletor no apoio. As linhas de influência foram implementadas no Microsoft Excel, conforme indicado na Figura 4.2. Julgou-se desnecessário calcular as solicitações também para o momento fletor próximo do meio do vão e para a força cortante adjacente aos apoios em pontes contínuas. Isso porque, após a análise de alguns resultados com o programa Ftool (2018), verificou-se que os fatores de viés (item 4.3) dessas solicitações para as pontes contínuas são próximos dos respectivos valores para as pontes biapoiadas. De fato, verifica-se, de acordo com a Figura 4.3, que as solicitações mencionadas apresentam linhas de influência similares para estruturas biapoiadas e contínuas. Assim, os fatores de viés relacionados com essas solicitações para as pontes biapoiadas também valem para as pontes contínuas.

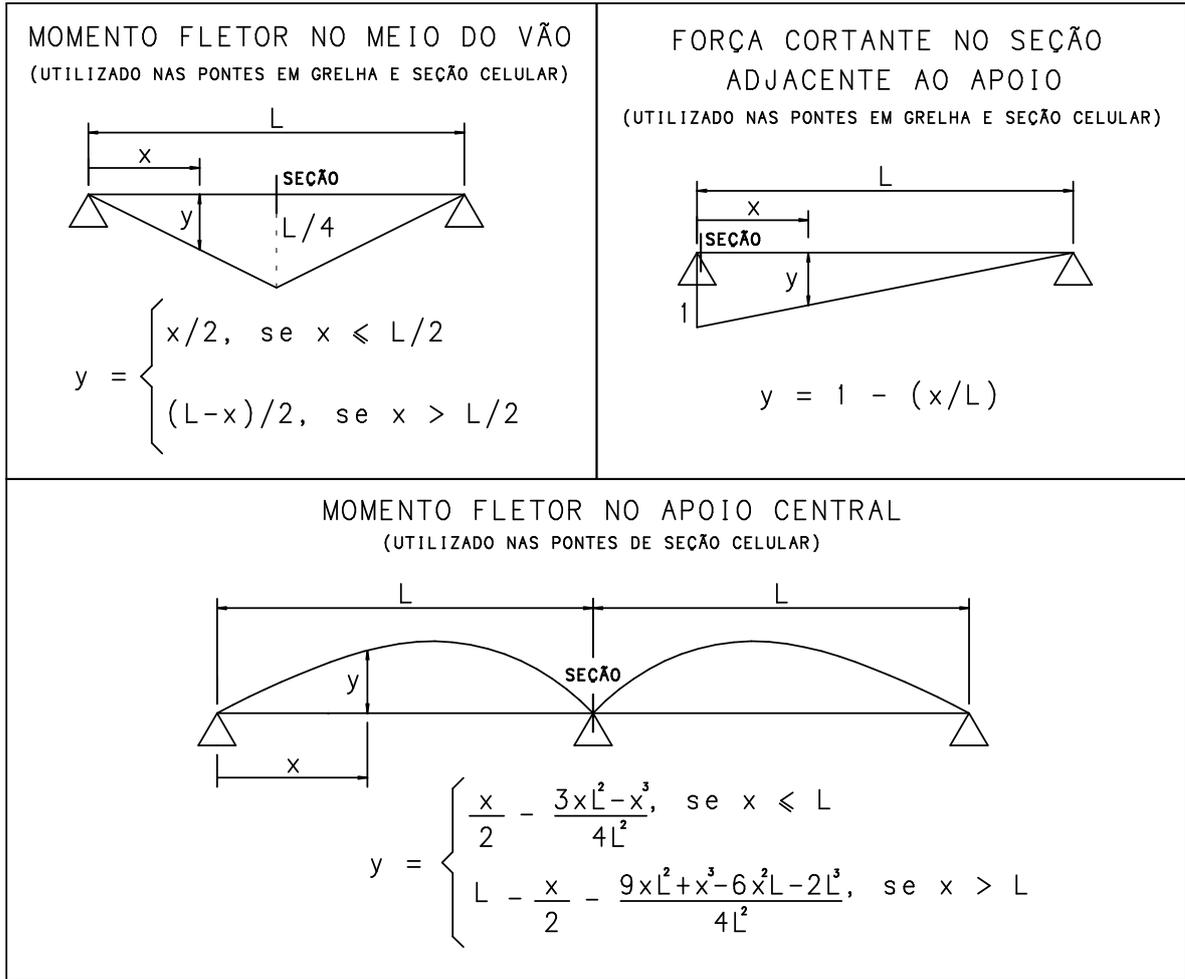


Figura 4.2 – Linhas de influência

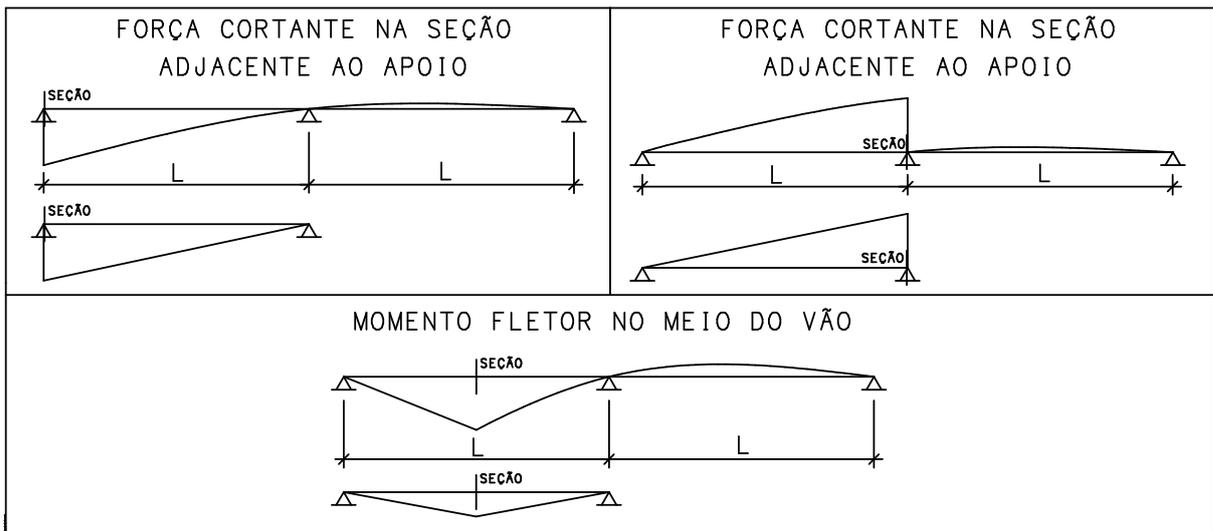


Figura 4.3 – Linhas de influência para estruturas contínuas e biapoiadas

4.2 Solicitações do tráfego correspondentes à vida útil ilimitada à fadiga

Para determinar as solicitações do tráfego correspondentes à vida útil ilimitada à fadiga, este trabalho considera, do mesmo modo que Wassef et al. (2014), a passagem individual dos veículos nas estruturas. Os autores calibram a carga móvel de projeto da AASHTO (2017) para valores de momento fletor do tráfego que tem 0,01% de probabilidade de excedência. Segundo os autores, esse percentual tem correspondência com a máxima variação de tensão que corresponde à vida útil ilimitada à fadiga. Devido à reduzida probabilidade de excedência utilizada, Wassef et al. (2014) não consideram as situações de múltiplas presenças, e o volume de tráfego é considerado conforme os dados WIM obtidos (após a filtragem).

No caso de múltiplas vigas, considera-se o veículo centralizado na faixa de tráfego e adota-se o valor de 2 metros para a distância transversal entre rodas, conforme apresentado na Figura 4.1. As vigas de extremidade (indicadas na Figura 4.1) resultam nas maiores solicitações tanto do trem-tipo quanto dos veículos. Assim, nas pontes em vigas múltiplas, consideram-se as solicitações referentes às vigas extremas. Tendo em vista que os veículos do sistema WIM são considerados centralizados na faixa rodoviária, verifica-se que os valores das solicitações do tráfego para as vigas extremas não mudam em virtude de possíveis alterações na distância transversal entre rodas.

As rotinas para o cálculo das solicitações longitudinais dos veículos, com base nas linhas de influência da Figura 4.2, foram validadas com o programa Ftool (2018) mediante a comparação das solicitações de diversos veículos. Nas rotinas desenvolvidas, é possível incluir um valor para o fator de distribuição transversal das cargas, que vale 1,0 para pontes celulares. Para as pontes em vigas múltiplas, esse fator varia de 0,42 a 0,59 para as vigas de extremidade.

Do mesmo modo que a metodologia considerada em Wassef et al. (2014), este trabalho utiliza o método gráfico do papel de probabilidade normal para a interpretação estatística dos dados, conforme apresentado no item 2.5.3. Nesse caso, a variável aleatória corresponde à solicitação (momento fletor ou força cortante) de cada veículo do sistema WIM e o número de pontos da amostra corresponde à quantidade de veículos (após a filtragem). Aplica-se o método em cada ponte considerada. A probabilidade de excedência de 0,01% equivale ao percentual de 99,99% no eixo vertical do papel de probabilidade normal. No caso da plotagem da inversa da distribuição normal padrão no eixo vertical (eixo z), a probabilidade acumulada de 99,99% corresponde à cota vertical $z = 3,8$. Nessa primeira análise, não se considera o efeito dinâmico dos veículos, isto é, trata-se de uma análise estática no intuito de avaliar o modelo da norma brasileira sem impacto. A amplificação dinâmica é estudada no item 4.4.

Na Figura 4.4, apresenta-se a determinação do momento fletor no meio do vão para a vida útil ilimitada à fadiga, mediante os dados WIM, para o vão biapoado de 10 m da ponte celular. A curva ilustrada é constituída de vários pontos e cada ponto representa um veículo da base de dados (após a filtragem). Tendo em vista que a análise considera a passagem isolada dos veículos, as solicitações do tráfego para pontes celulares não mudam de acordo com a quantidade de faixas rodoviárias.

Para avaliar a influência do Filtro 1 na análise (filtro referente ao peso mínimo para os dados WIM, conforme item 3.3), o valor de 62 kN foi alterado para 90 kN (conforme utilizado em Wassef et al., 2014). Após a análise de algumas pontes com esse novo filtro, verificou-se que as solicitações correspondentes à vida útil ilimitada à fadiga não sofreram alterações significativas. Isso significa que o valor adotado de 62 kN se mostra suficiente e poderia inclusive ser aumentado de modo a eliminar mais caminhões irrelevantes para a análise.

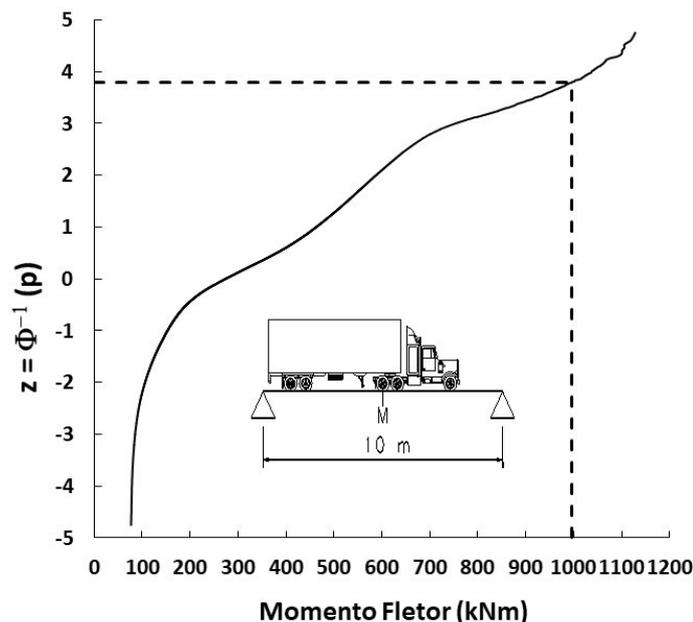


Figura 4.4 – Exemplo de determinação da solicitação do tráfego para a vida útil ilimitada à fadiga no papel de probabilidade normal

4.3 Avaliação do trem-tipo brasileiro em relação ao tráfego real

Para avaliar o trem-tipo brasileiro, determinam-se os fatores de viés, isto é, as razões entre as solicitações do tráfego e do modelo normativo (TB450 sem impacto e sem coeficientes de ponderação). Assim, o coeficiente de fadiga, que vale 0,5 para longarinas, é avaliado de acordo com os vieses obtidos. Fatores menores que 0,5 indicam que o modelo brasileiro é compatível com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga em relação ao tráfego real, enquanto

fatores maiores que esse valor indicam o contrário. Os fatores de viés são calculados para pontes biapoiadas, em termos de momento fletor no meio do vão e força cortante adjacente ao apoio, e para pontes contínuas, em termos de momento fletor no apoio.

Da Figura 4.5 à Figura 4.9, apresentam-se os fatores de viés obtidos. Verifica-se que os vieses não apresentam uniformidade, isto é, o modelo vigente pode corresponder com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga ou não, dependendo do comprimento do vão e da largura do tabuleiro da ponte. Em geral, o TB450 tem característica de modelo para a vida útil ilimitada à fadiga em relação ao tráfego real no caso de pontes com maiores vãos e tabuleiros de múltiplas faixas. Para pontes de menores vãos, especialmente no caso de tabuleiros com uma e duas faixas, o trem-tipo brasileiro não é compatível a perspectiva de vida útil ilimitada à fadiga. Assim, é importante que se desenvolva um modelo brasileiro de carga móvel para a vida útil ilimitada à fadiga que proporcione fatores de viés mais uniformes.

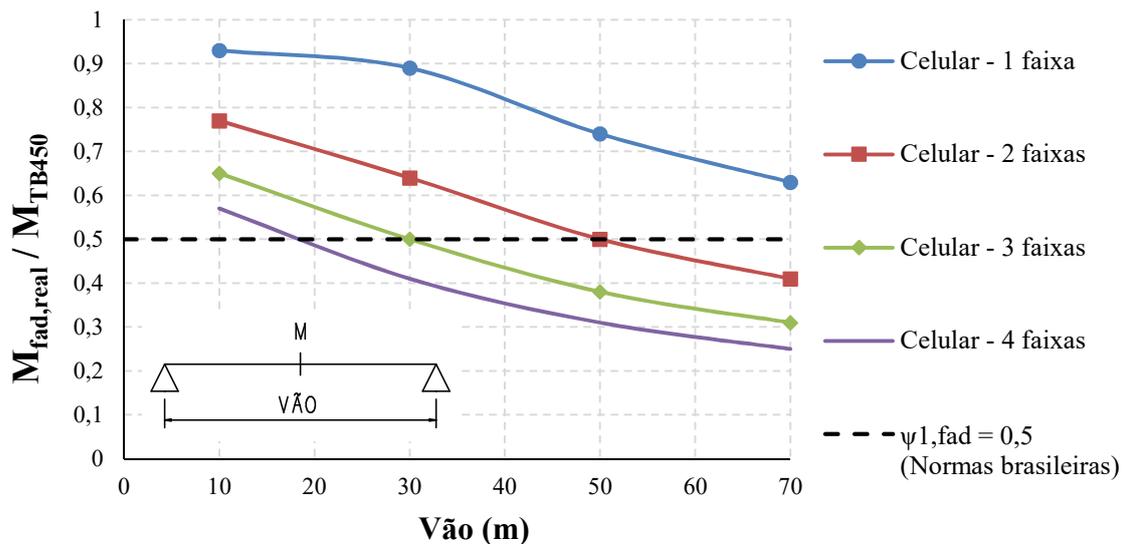


Figura 4.5 – Fatores de viés para o momento fletor no meio de vão de pontes celulares biapoiadas

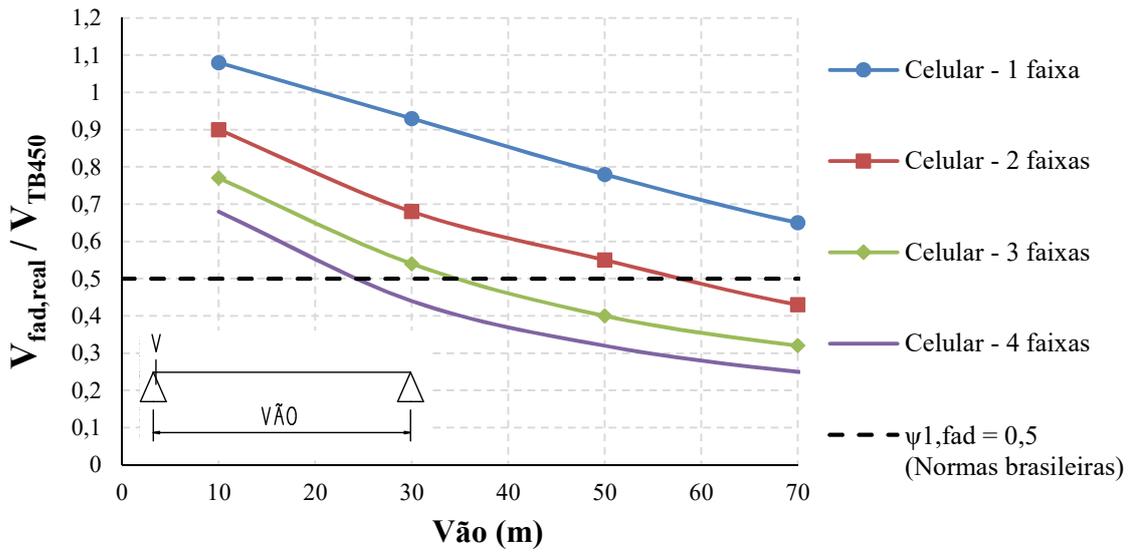


Figura 4.6 – Fatores de viés para a força cortante adjacente ao apoio de pontes celulares biapoiadas

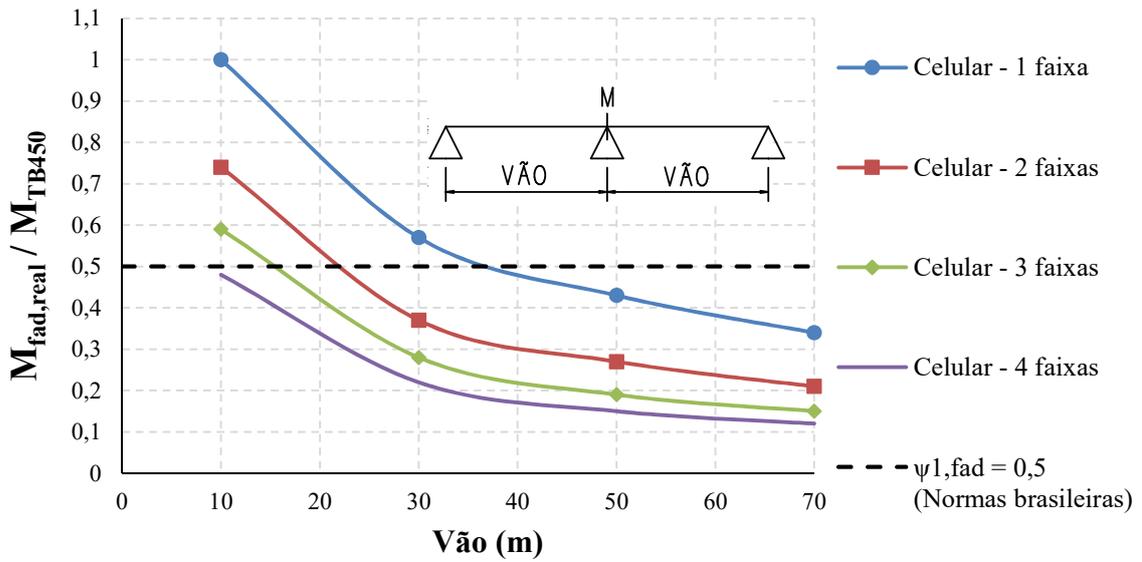


Figura 4.7 – Fatores de viés para o momento fletor no apoio de pontes celulares contínuas

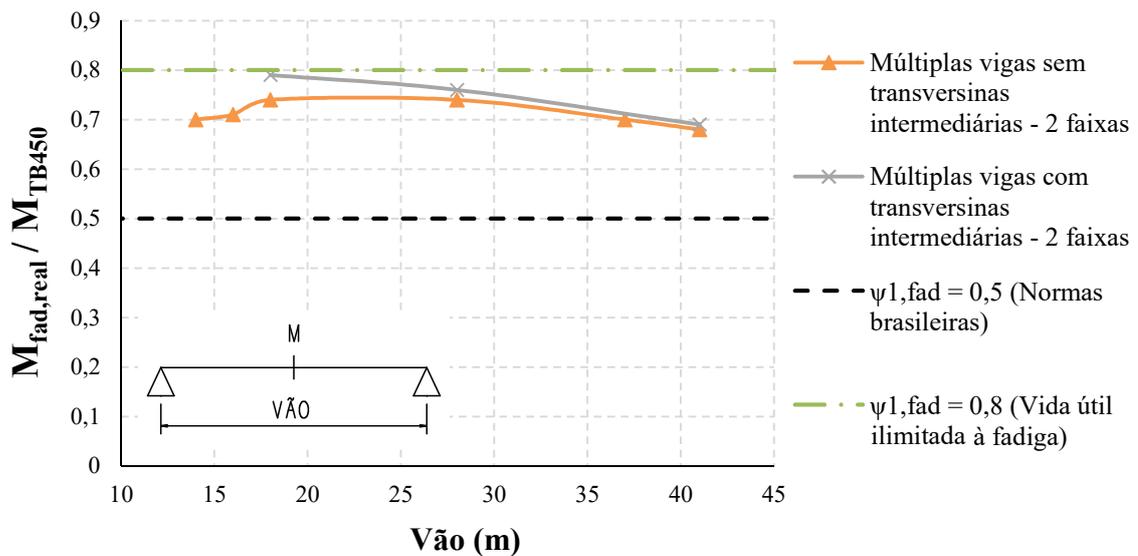


Figura 4.8 – Fatores de viés para o momento fletor no meio do vão de pontes com múltiplas vigas

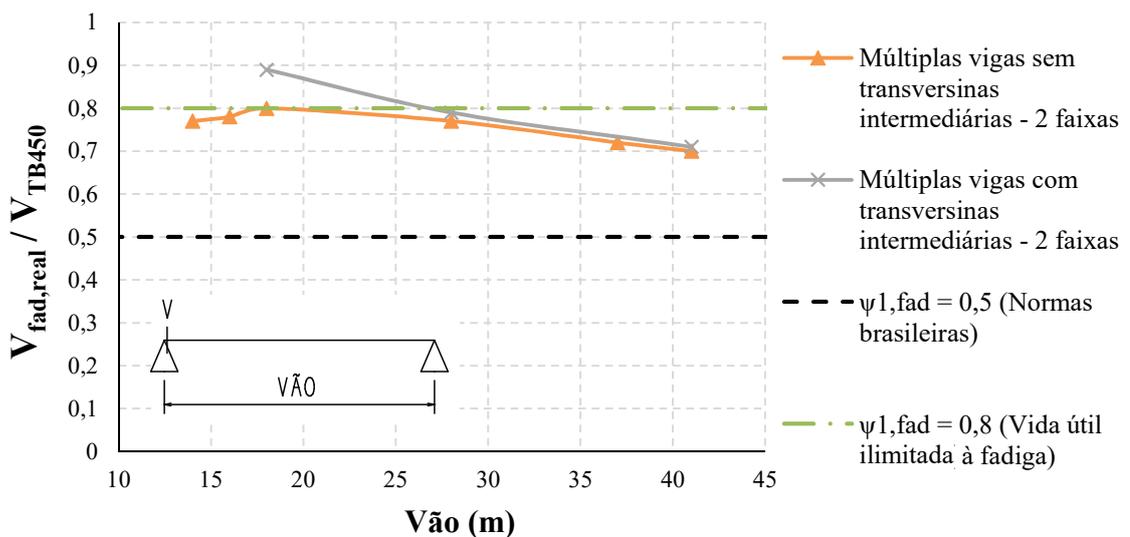


Figura 4.9 – Fatores de viés para a força cortante adjacente ao apoio de pontes com múltiplas vigas

O fato de o TB450 ser conservador para pontes com maiores vãos e tabuleiros mais largos deve-se principalmente à carga distribuída do trem-tipo. É válido notar que, se o coeficiente do número de faixas (CNF) da ABNT NBR 7188 (2013) fosse considerado, os fatores de viés sofreriam apenas pequenas alterações entre 5% e 10%, aproximadamente.

No caso particular de pontes com múltiplas longarinas, com duas faixas de tráfego e vãos biapoiados de até 40 metros, que são as estruturas mais frequentes nas rodovias brasileiras, nota-se que o coeficiente próximo de 0,8 para o TB450 condiz melhor com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga.

4.4 Proposta do modelo de carga móvel para a vida útil ilimitada à fadiga

Na determinação das solicitações correspondentes à vida útil ilimitada à fadiga, verifica-se que o caminhão de seis eixos 3S3, com peso maior que o permitido por lei, é responsável pela maioria das solicitações próximas ao percentual de 99,99%. Assim, após a avaliação dos veículos de seis eixos associados ao percentual considerado, propõe-se o modelo da Figura 4.10 para a carga móvel rodoviária brasileira para a vida útil ilimitada à fadiga.

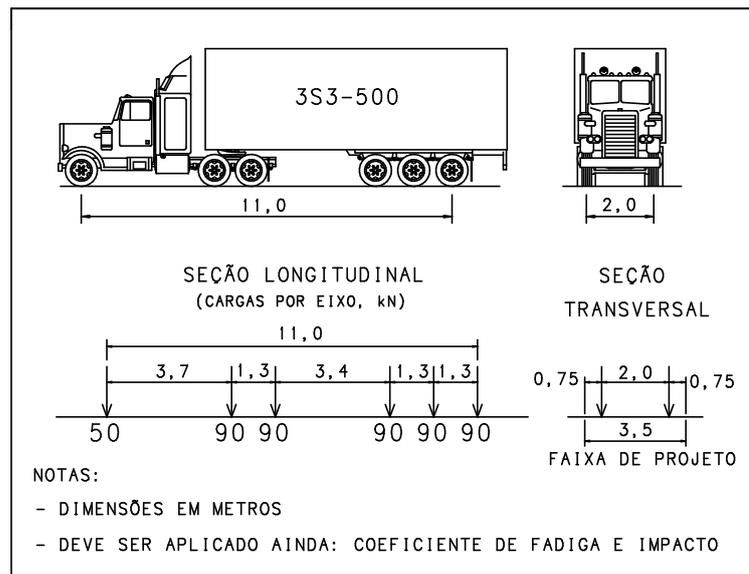


Figura 4.10 – Proposta do modelo brasileiro para a vida útil ilimitada à fadiga

Apesar de os caminhões associados ao percentual de 99,99% ultrapassarem o peso legal, foi utilizado o peso de 500 kN para o veículo de projeto, que está de acordo com o valor permitido pela lei da balança (509,3 kN, conforme se indica na Tabela 3.3). Após a avaliação do modelo proposto em relação ao tráfego real, propõe-se um coeficiente de ponderação de acordo com os fatores de viés obtidos. Ressalta-se, ainda, que as cargas apresentadas na Figura 4.10 não consideram a amplificação dinâmica.

O modelo proposto, denominado 3S3-500, considera o veículo de projeto centralizado em uma faixa de projeto de 3,5 metros de largura. Essa faixa, que possui dimensão compatível com as faixas de tráfego usuais, independe das faixas rodoviárias e assume posição qualquer em toda a pista rodoviária, de modo mais desfavorável, considerando inclusive acostamentos e faixas de segurança.

Do mesmo modo que os modelos de fadiga da AASHTO (2017) e a maioria dos modelos de fadiga da EN 1991-2 (2003), o modelo proposto não possui carga distribuída. Isso está coerente com as solicitações do tráfego real no que diz respeito à análise de fadiga.

Na Figura 4.11, apresentam-se os fatores de viés para o modelo proposto em relação ao tráfego real. Verifica-se que os valores obtidos são mais uniformes e o valor médio é próximo de 1,7. Assim, propõe-se um coeficiente de fadiga $\gamma_{fad} = 1,7$ a ser aplicado ao modelo proposto.

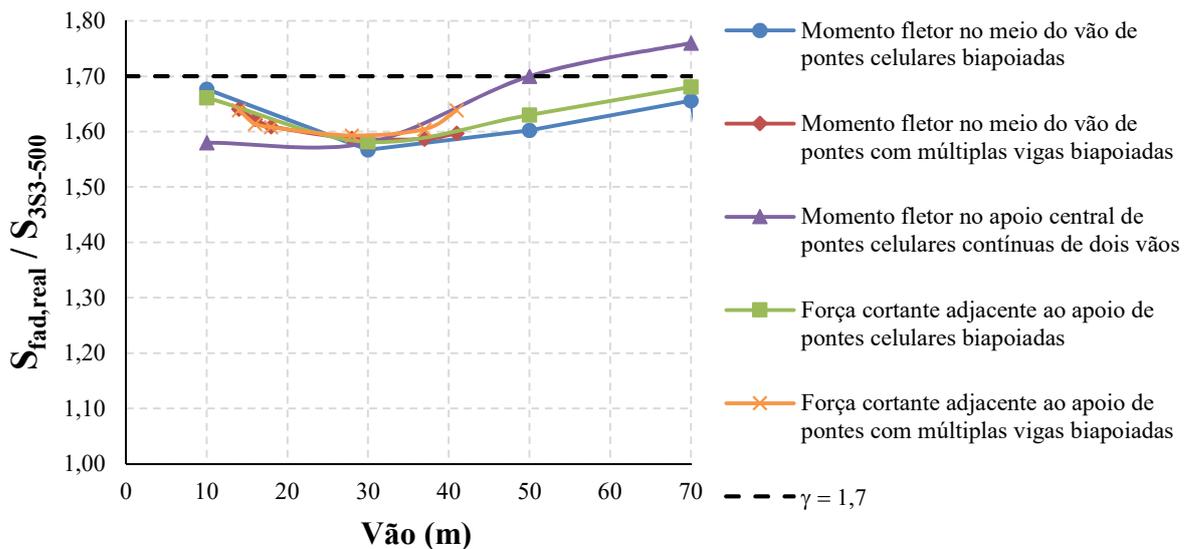


Figura 4.11 – Fatores de viés considerando o modelo proposto

É importante ressaltar que o modelo proposto foi desenvolvido mediante a análise de solicitações longitudinais globais. Desse modo, sua utilização em lajes e transversinas, por exemplo, requer estudos adicionais. Além disso, o modelo é destinado somente a projetos de novas pontes que considerem a vida útil ilimitada à fadiga.

O modelo proposto pode ainda ser reavaliado mediante a análise de mais bases de dados e estudos de confiabilidade. Na calibração da AASHTO (2017), por exemplo, Wassef et al. (2014) utilizaram 15 estações WIM, onde o volume diário médio de veículos variou de 97 a 4.590. Os autores avaliaram os fatores de viés de momento fletor para as estruturas biapoiadas e contínuas, considerando cinco comprimentos de vãos (9, 18, 27, 36 e 61 metros). Dependendo da estação considerada, os fatores de viés médios variaram de 1,34 a 2,07. O fator viés médio, considerando todas as estações e vãos, foi 1,74. Os autores recomendaram um coeficiente de fadiga igual a 2,0 para ser aplicado ao veículo de projeto. O coeficiente adotado pelo AASHTO (2017), entretanto, foi 1,75.

No intuito de obter o coeficiente de impacto para o modelo proposto, utiliza-se o fator de amplificação dinâmica (*FAD*) apresentado por Almeida, Rodrigues e Lima (2010). Os

autores, ao utilizarem carretas de cinco e seis eixos com peso total de 450 kN, realizaram a monitoração dinâmica em pontes brasileiras com vãos entre 7,5 metros e 45 metros e verificaram que os fatores de amplificação dinâmica tiveram melhor correlação com três variáveis: comprimento do vão da ponte, velocidade do veículo e frequência natural da ponte. Com os valores de amplificação dinâmica obtidos, os autores apresentam a seguinte equação para o *FAD*:

$$FAD = 1,099 + 1,439.S_v \quad (4.1)$$

onde

S_v é o parâmetro de velocidade adimensional; $S_v = \pi.v/(L.\omega)$;

v é a velocidade do veículo, em m/s;

L é o comprimento do vão, em metros;

ω é a frequência angular natural da ponte, em rad/s; $\omega = 2.\pi.95,4/L^{0,933}$.

O *FAD*, conforme a Equação (4.1), é aplicado aos veículos do sistema WIM, e são obtidas as solicitações com amplificação dinâmica correspondentes à vida útil ilimitada à fadiga. Assim, para cada ponte calcula-se a razão entre as solicitações com e sem amplificação, correspondentes ao percentual de 99,99% (cota $z = 3,8$) no papel de probabilidade normal. O valor obtido é a amplificação dinâmica do modelo proposto, conforme se apresenta na Figura 4.12.

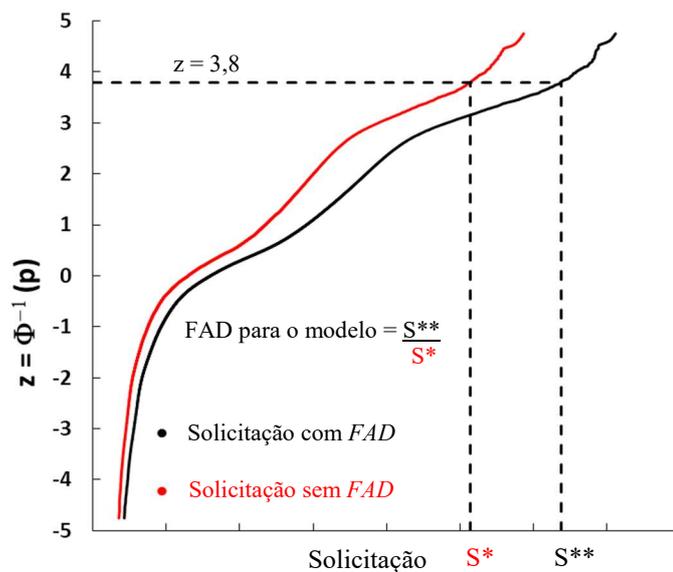


Figura 4.12 – Fator de amplificação dinâmica para o modelo proposto

Para os vãos considerados, os valores obtidos para as amplificações dinâmicas, baseado na metodologia indicada na Figura 4.12, variam de 1,22 a 1,24. Assim, o valor de 1,25 é

suficiente para o coeficiente de impacto do modelo proposto. Esse coeficiente, no entanto, pode ser reavaliado mediante estudos de análise dinâmica, visto que aspectos como a rugosidade do pavimento e o peso do veículo podem alterar as amplificações dinâmicas obtidas.

4.5 Comparativo dos modelos

Da Figura 4.13 à Figura 4.15, apresenta-se uma comparação direta entre o modelo proposto e o modelo brasileiro vigente, com os coeficientes de fadiga e impacto. Considera-se análise de seção celular e as solicitações são calculadas com o Ftool (2018).

Verifica-se que para o momento fletor positivo e a força cortante em pontes de menores vãos (até 30 metros), com até quatro faixas de tráfego, o modelo proposto apresenta solicitações maiores. À medida que se aumenta a largura do tabuleiro ou o comprimento do vão, o modelo proposto tende a apresentar solicitações menores. Para pontes com duas faixas de tráfego, por exemplo, o modelo proposto apresenta maiores valores de momento fletor positivo e força cortante para vãos de até 55 metros, aproximadamente. Para o momento negativo em pontes contínuas, o modelo proposto apresenta solicitações maiores no caso de vãos curtos (até 10 metros). Com o aumento do comprimento do vão em pontes contínuas, o modelo proposto apresenta solicitações menores. O fato de o TB450 ser conservador para pontes com maiores vãos e tabuleiros mais largos deve-se principalmente à carga distribuída do trem-tipo.

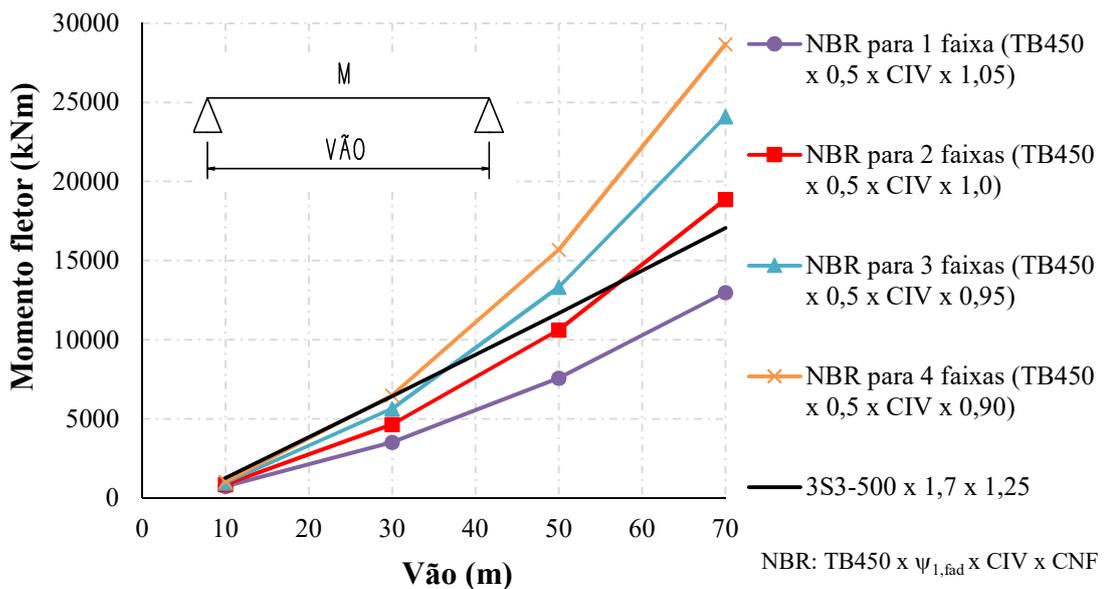


Figura 4.13 – Comparação entre os modelos para o máximo momento fletor no vão em pontes biapoiadas

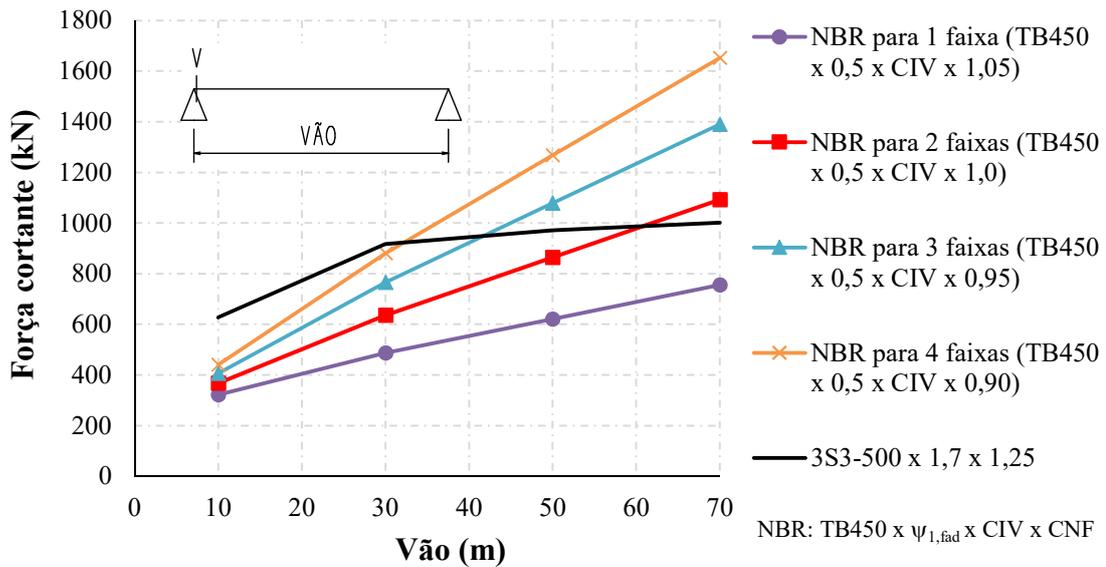


Figura 4.14 – Comparação entre os modelos para a força cortante adjacente ao apoio em pontes biapoiadas

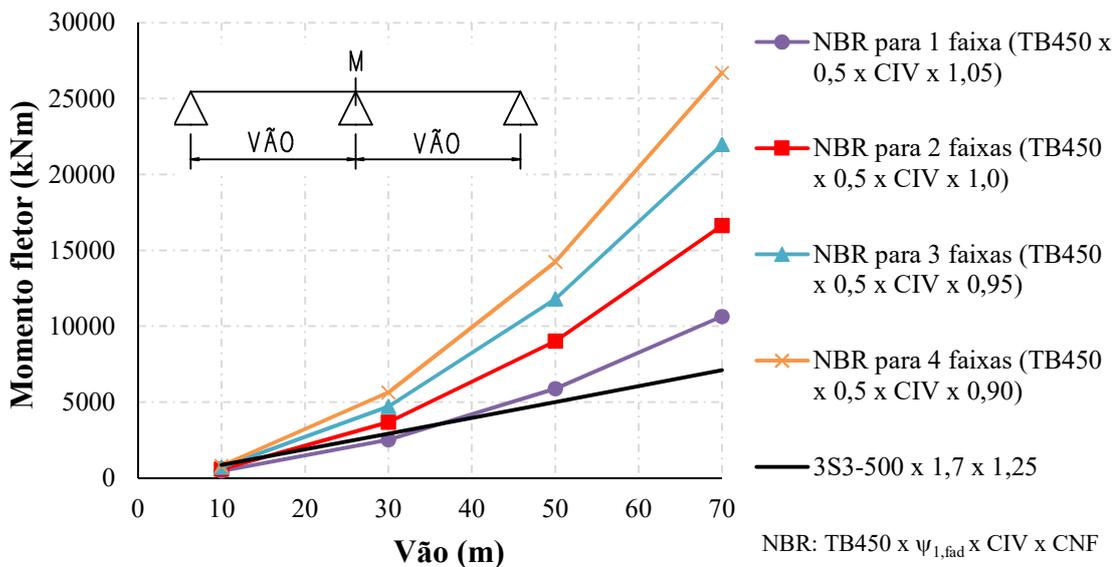


Figura 4.15 – Comparação entre os modelos para o momento no apoio em pontes contínuas

Ressalta-se que o estudo apresentado neste capítulo, foi realizado sob o ponto de vista apenas das ações. É necessário ainda avaliar o aspecto da resistência para a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga, de modo a determinar os índices de confiabilidade em relação às pontes de aço e concreto. A análise probabilística para a vida útil ilimitada à fadiga, no entanto, não é considerada neste trabalho. A análise de confiabilidade à fadiga a ser realizada no próximo capítulo, para as pontes de concreto, se relaciona com a vida útil de projeto das estruturas, assim como o índice de confiabilidade alvo da *fib* (2012). O modelo de carga móvel indicado pela EN 1992-2 (2005) também associa a verificação de fadiga com a vida útil de projeto.

5 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA À FADIGA

Neste capítulo, avaliam-se a vida útil à fadiga e os índices de confiabilidade à fadiga para o período de vida útil de projeto de diversas longarinas de concepções de pontes de concreto submetidas ao tráfego da estação WIM, a fim de obter o nível de segurança à fadiga que as normas brasileiras proporcionam e indicar critérios de projeto que assegurem níveis de segurança adequados. É importante enfatizar que este trabalho não contempla a avaliação da segurança de estruturas existentes, visto que, nesse caso, o monitoramento seria mais apropriado. A metodologia e alguns resultados deste capítulo podem ser verificados em Carneiro et al. (2021).

5.1 Pontes consideradas e dimensionamento das longarinas

Para a avaliação da segurança à fadiga, consideram-se concepções de pontes de concreto com múltiplas longarinas biapoiadas, sem transversinas intermediárias, com vãos entre 10 e 41 metros, que representam o sistema estrutural mais adotado atualmente para as pontes brasileiras (neste trabalho, o termo “pontes” engloba também os viadutos). Ao todo, utilizam-se 22 estruturas (20 com longarinas com armadura ativa e passiva e 2 com longarinas com armadura passiva apenas), em que as dimensões foram obtidas de pontes reais. O enfoque é dado a longarinas protendidas, uma vez que é a solução mais comum para os projetos atuais. Os tabuleiros possuem duas ou três faixas de tráfego, onde se verificam também faixas de segurança, acostamentos e/ou passeios. Um exemplo de seção transversal é indicado na Figura 5.1.

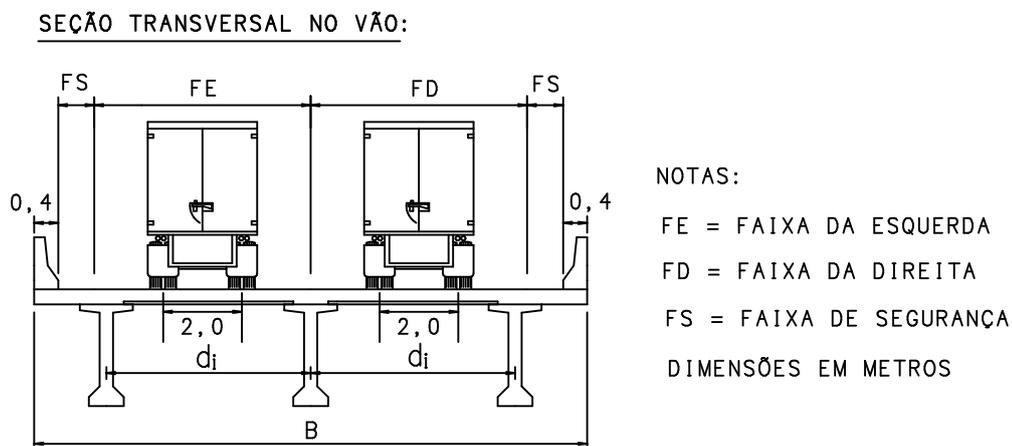


Figura 5.1 – Exemplo de seção transversal

Neste trabalho, não se utilizam as armaduras detalhadas nos projetos, uma vez que, na avaliação de segurança (item 5.4), projetos conservadores poderiam não representar o nível de segurança das normas brasileiras. Assim, as longarinas são dimensionadas de acordo com as normas brasileiras de projeto, indicadas no item 2.3, considerando o ELU, ELS e fadiga. Em cada ponte, utiliza-se o mesmo detalhamento de armaduras para todas as longarinas. O dimensionamento é realizado na seguinte ordem: obtém-se a quantidade de cordoalhas no ELS (no caso de vigas protendidas); calcula-se a área da armadura passiva (longitudinal e transversal) no ELU; e, por fim, efetua-se a verificação à fadiga, com possibilidade de readequação da área de aço. De modo geral, essa é a prática comum de projeto.

A distribuição transversal das cargas é realizada de acordo com processo de Fauchart, conforme apresentado no item 2.4.2, com o auxílio do programa Ftool (2018). Para a pavimentação, considera-se uma carga total $3,2 \text{ kN/m}^2$ (5 cm de revestimento, conforme previsto nos projetos, e carga adicional de recapeamento de 2 kN/m^2 , conforme indicado no item 2.3.2). O coeficiente de impacto adicional (*CIA*) não é considerado, uma vez que ele deve ser aplicado apenas em lajes e transversinas próximas às juntas (item 2.3.3). Considera-se protensão limitada (item 2.3.4) e adota-se 25% para as perdas totais de protensão. No item 5.4.5, uma das pontes é considerada também com protensão completa.

Na verificação dos estribos, quanto ao ELU e fadiga, considera-se a combinação da força cortante com o momento torçor. É importante observar, no entanto, que as respectivas solicitações máximas de projeto não são concomitantes. Na maioria das pontes, a seção próxima ao apoio sem o engrossamento da alma (seção S_2 na Figura 5.2), mesmo com menor valor de força cortante em comparação com a seção adjacente ao apoio (seção S_1 na Figura 5.2), apresentou a maior variação de tensão para a verificação da fadiga e, conseqüentemente, a maior área de aço calculada para os estribos. Na maioria das pontes, a área de aço calculada para os estribos no ELU precisou ser aumentada para atender à verificação de fadiga. As áreas de aço das armaduras longitudinais, por outro lado, não tiveram de ser aumentadas para atender à verificação de fadiga.

A ABNT NBR 6118 (2014) apresenta dois modelos para o dimensionamento da armadura transversal com base no modelo de treliça: no modelo I, o ângulo de inclinação das bielas assume o valor fixo de 45 graus; já no modelo II, esse ângulo pode variar de 30 a 45 graus. Além disso, a parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça, V_c , difere de um modelo para outro. Com base nas formulações apresentadas na norma, nota-se que o modelo II é mais refinado. Nas pontes estudadas, o modelo II com ângulo de 30 graus resultou em menores áreas de aço para os estribos (redução próxima de 15%

em relação ao modelo I). Assim, adotou-se o modelo de treliça II nos projetos, a fim de obter o menor nível de segurança possível de acordo com as prescrições de dimensionamento da ABNT NBR 6118 (2014). Porém, o cálculo da variação de tensão nas armaduras provenientes do tráfego (item 5.3.3) é realizado para ambos os modelos, a fim de comparar os níveis de segurança obtidos. É importante ressaltar que, na análise de fadiga, o ângulo de inclinação das bielas é corrigido, conforme indicado na Equação (2.11), e a parcela V_c é reduzida em 50% (item 2.3.5).

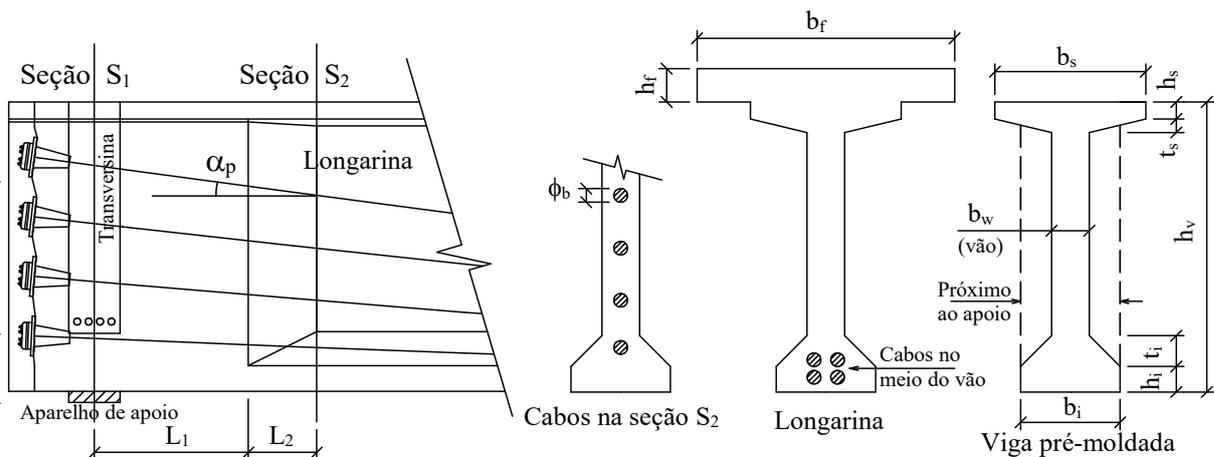


Figura 5.2 – Detalhes das longarinas

As armaduras obtidas para as longarinas, assim como as principais dimensões das pontes, indicadas na Figura 5.1 e Figura 5.2, estão apresentadas na Tabela 5.1. A razão entre o vão das pontes e a altura das longarinas varia de 8,0 a 20,0. A resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias (f_{ck}) varia de 30 MPa a 40 MPa para as vigas pré-moldadas e de 30 MPa a 35 MPa para as lajes. A resistência característica ao escoamento da armadura passiva (f_{yk}) é de 500 MPa (aço CA-50). Considera-se diâmetro de 16 milímetros para a armadura passiva longitudinal. Para os estribos, que por sua vez são considerados com dois ramos, utilizam-se diâmetros de 10 milímetros ou 12,5 milímetros com espaçamentos que variam de 12 centímetros a 30 centímetros. No que diz respeito à armadura ativa, os valores característicos da resistência ao escoamento convencional (f_{pyk}) e da resistência à tração (f_{ptk}) são de 1710 MPa e 1900 MPa, respectivamente, e considera-se o diâmetro de 12,7 milímetros para as cordoalhas de relaxação baixa (aço CP 190 RB 12,7). A taxa geométrica da armadura longitudinal (razão entre $A_p + A_s$ e a área da longarina) varia de 0,2% a 0,8%. A taxa geométrica dos estribos (razão entre A_{sw}/s e a largura da alma da longarina) varia de 0,24% a 1,23%. Os módulos de elasticidade das armaduras passiva e ativa são 210 e 200 GPa, respectivamente, conforme indica a ABNT NBR 6118 (2014). O módulo de elasticidade secante do concreto é

dado em função do valor de f_{ck} , conforme indica a ABNT NBR 6118 (2014), e se considera granito como agregado graúdo.

Tabela 5.1 – Principais dimensões das pontes e áreas de aço para as longarinas

Número da ponte	Vão (m)	B (m)	Quantidade de longarinas	d_i (m)	h_v (m)	h_f (m)	b_w (m)	b_i (m)	L_1 (m)	L_2 (m)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{sw}/s (cm ² /m)
1	10	9,2	4	3,00	0,90	0,22	0,18	0,32	1,20	2,00	---	44,18	19,63
2	14	12,5	5	2,87	1,00	0,20	0,35	0,35	---	---	---	68,72	19,63
3	14	9,2	3	3,40	1,50	0,25	0,22	0,58	0,90	0,40	12,0	16,08	5,71
4	17	9,2	3	3,40	1,70	0,25	0,22	0,58	0,90	0,40	16,0	18,09	5,24
5	17	13,0	5	2,85	0,95	0,25	0,16	0,50	0,70	0,25	22,0	16,08	16,36
6	17	10,6	6	1,80	0,80	0,25	0,16	0,50	0,50	0,20	20,0	16,08	14,44
7	19	9,2	3	3,40	1,50	0,25	0,22	0,58	0,90	0,40	21,0	20,11	8,98
8	19	11,2	5	2,40	1,00	0,25	0,16	0,50	0,50	0,20	20,0	24,13	19,63
9	19	11,4	5	2,32	1,40	0,25	0,18	0,58	0,90	0,40	18,0	20,11	8,98
10	22	13,1	5	2,70	1,40	0,25	0,18	0,58	0,90	0,40	27,0	14,07	14,02
11	25	12,8	5	2,70	1,50	0,22	0,22	0,60	2,40	0,25	30,0	22,12	16,36
12	28	9,2	3	3,40	1,70	0,25	0,22	0,58	0,90	0,40	40,0	24,13	14,02
13	28	12,8	5	2,60	1,80	0,22	0,22	0,55	0,30	1,10	36,0	10,05	7,85
14	28	13,0	5	2,83	1,70	0,25	0,22	0,58	0,90	0,40	32,0	18,10	6,98
15	30	13,1	5	2,70	1,70	0,25	0,18	0,58	0,90	0,40	36,0	28,15	19,63
16	30	12,8	6	2,15	1,60	0,20	0,25	0,60	4,50	0,25	40,0	14,07	6,28
17	34	10,8	5	2,25	2,00	0,22	0,22	0,60	3,10	1,50	40,0	14,07	5,24
18	34	12,8	5	2,70	2,00	0,22	0,22	0,60	3,10	1,50	44,0	18,10	5,24
19	37	9,2	4	2,38	2,00	0,25	0,22	0,70	1,30	0,40	52,0	18,10	14,02
20	37	13,4	5	2,80	2,00	0,25	0,22	0,70	1,30	0,40	56,0	14,07	12,27
21	41	11,5	5	2,28	1,80	0,20	0,25	0,80	1,30	0,40	68,0	30,16	12,27
22	41	9,2	3	3,40	2,00	0,25	0,22	0,70	1,30	0,40	68,0	44,23	20,45
Mínimo	10	9,2	3	1,80	0,80	0,20	0,16	0,32	0,50	0,25	0,0	10,05	5,24
Máximo	41	13,4	6	3,40	2,00	0,25	0,35	0,80	4,50	2,00	68,0	68,72	20,45

Notas:

Dimensões indicadas na Figura 5.1 e Figura 5.2.

As longarinas das pontes 1 e 2 são em concreto armado e as demais são em concreto protendido (com protensão limitada).

A_p : área da armadura ativa.

A_s : área da armadura passiva longitudinal.

A_{sw} : área da seção transversal dos estribos.

s: Espaçamento longitudinal entre estribos.

As longarinas da ponte número 2 têm seção transversal constante ao longo de todo o vão.

A área de aço para os estribos das pontes 1 e 2 referem-se à seção S_1 ; nas demais pontes, a área de aço dos estribos refere-se à seção S_2 .

5.2 Determinação das solicitações provocadas pelo tráfego

Para determinar as solicitações provenientes do tráfego nas pontes, consideram-se os caminhões conforme as informações obtidas pelo sistema WIM. Admitem-se os veículos centralizados nas faixas de tráfego e adota-se o valor de 2 metros para a distância transversal entre rodas, conforme se ilustra na Figura 5.1. No caso de pontes com três faixas rodoviárias, consideram-se os veículos apenas nas duas faixas da direita, visto que o tráfego de caminhões na terceira faixa (faixa mais à esquerda) é, em geral, irrelevante. A distribuição transversal das cargas é realizada de acordo com o processo de Fauchart, que por sua vez também foi utilizado para o dimensionamento (item 5.1).

Para a análise longitudinal, calculam-se o momento fletor no meio do vão, a força cortante e o momento torçor adjacentes ao apoio, de acordo com as linhas de influência da Figura 4.2. Como as pontes possuem transversinas apenas nos apoios, a torção nas longarinas não pode ser desprezada (item 2.4.2). Para a seção adjacente ao apoio em estruturas biapoiadas, a linha de influência de momento torçor é idêntica à linha de influência de força cortante. Para a determinação da força cortante e do momento torçor na seção S_2 , indicada na Figura 5.2, os valores das solicitações adjacentes ao apoio são linearmente reduzidos.

Com as linhas de influência consideradas e os dados WIM, implementa-se uma rotina no Microsoft Excel para a obtenção do registro das solicitações nas seções consideradas, devido à passagem do tráfego ao longo do vão da estrutura. O registro é obtido tanto para a passagem de veículos isolados quanto para múltiplas presenças. Neste trabalho, denomina-se múltipla presença quando, em um mesmo instante, existem eixos de diferentes veículos sobre a ponte. A amplificação dinâmica é considerada conforme a Equação (4.1). De modo específico, a rotina utiliza as seguintes informações:

- faixa de tráfego do veículo;
- velocidade do veículo;
- horário em que o veículo passa no sensor;
- comprimento total do grupo de eixos do veículo;
- comprimento do vão da ponte (estruturas biapoiadas);
- equação da linha de influência.

Mediante a rotina desenvolvida, apresenta-se, na Figura 5.3 e Figura 5.4, o registro de picos e vales da força cortante para a seção adjacente ao primeiro apoio, referente à longarina central da ponte número 3 (Tabela 5.1), devido exclusivamente à passagem de veículos. Na

Figura 5.3, considera-se a passagem de um caminhão isolado com cinco eixos e, na Figura 5.4, considera-se a passagem de dois caminhões lado a lado (um com nove eixos e o outro com três eixos), em que os picos indicam a passagem dos eixos na posição adjacente ao primeiro apoio.

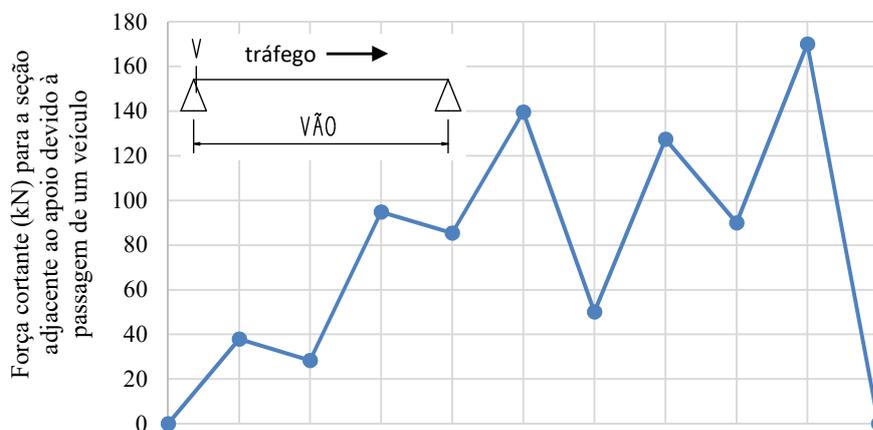


Figura 5.3 – Exemplo de registro de picos e vales da força cortante para a seção adjacente ao apoio devido exclusivamente à passagem de um caminhão

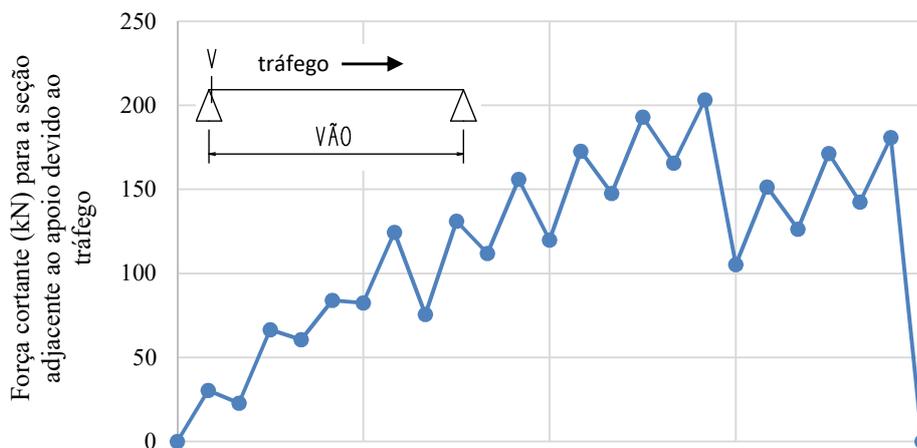


Figura 5.4 – Exemplo de registro de picos e vales da força cortante para a seção adjacente ao apoio devido exclusivamente à passagem de dois caminhões em múltiplas presenças

Tendo em vista que a passagem dos veículos nas pontes gera ciclos irregulares de solicitações (Figura 5.3 e Figura 5.4), o método *Rainflow*, explicado no item 2.2.4, é utilizado neste trabalho para a contagem de ciclos. Para tanto, utiliza-se a função disponível no MATLAB, em que o registro das solicitações é convertido em ciclos individuais. Com os ciclos obtidos, calculam-se as variações de tensão nas armaduras (item 5.3) e, mediante as curvas S-N, avaliam-se os níveis de segurança (item 5.4). Esse procedimento, no entanto, é aplicado primeiro apenas para as pontes com vãos de 10, 28 e 41 metros, a fim de avaliar a influência das situações de múltiplas presenças e do método *Rainflow* na obtenção dos níveis de segurança.

Existem diversas possibilidades para a passagem dos veículos nas pontes, em que algumas estão indicadas na Figura 5.5. Basicamente, os veículos podem passar na estrutura de forma isolada (Figura 5.5a) ou em múltiplas presenças. Os veículos podem estar na mesma faixa ou em faixas distintas.

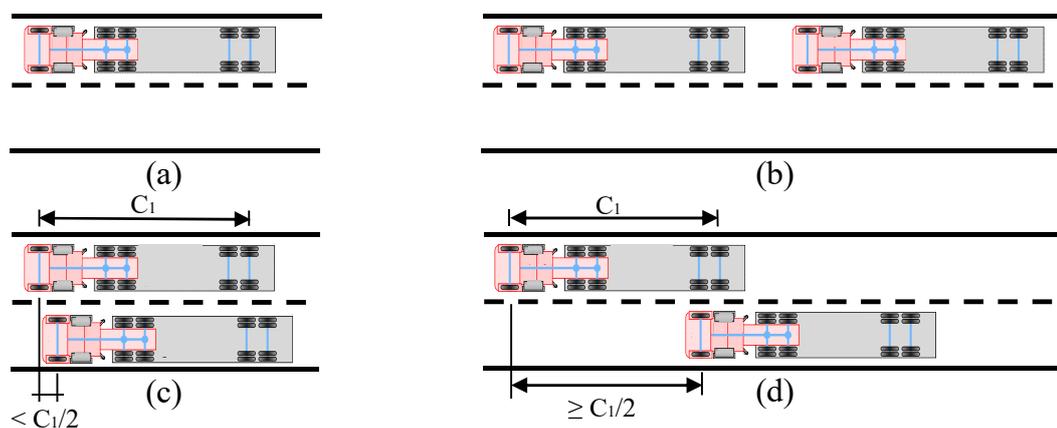


Figura 5.5 – Algumas possibilidades de passagem dos veículos nas pontes: a) veículo isolado; b) veículos em sequência na mesma faixa; c) veículos lado a lado; d) veículos em sequência em faixas distintas

Fonte: adaptado de Portela (2018) e Gindy e Nassif (2007)

Com os dados WIM e o comprimento da ponte, é possível identificar as situações de veículos isolados e alguns casos típicos de múltiplas presenças. Para tanto, implementa-se uma rotina aos dados WIM, em planilhas Microsoft Excel, que utiliza as seguintes informações:

- faixa de tráfego do veículo;
- velocidade do veículo;
- horário em que o veículo passa no sensor;
- comprimento total do grupo de eixos do veículo;
- comprimento do vão da ponte (estruturas biapoiadas).

A passagem individual dos veículos nas pontes (Figura 5.5a) apresenta a maior ocorrência. Para o vão de 41 metros, por exemplo, a passagem isolada corresponde a 80% dos veículos. Quanto menor é o comprimento do vão, maior é esse percentual. Para o vão de 28 metros, por exemplo, a ocorrência de veículos isolados é de 85%.

Neste trabalho, denomina-se o caso como “lado a lado” (Figura 5.5c) quando a distância dos eixos dianteiros entre dois veículos, em faixas distintas, é menor que a metade do comprimento do grupo de eixos do primeiro veículo (a escolha da metade do comprimento foi baseada nos trabalhos de Portela, 2018 e Gindy e Nassif, 2007). Com base nos dados WIM, isso ocorre para 2,35% dos veículos, ou seja, a cada 100 caminhões em média, um está ao lado do outro.

Ressalta-se que, dependendo das condições de tráfego em uma determinada ponte, as situações de múltiplas presenças dos caminhões e as respectivas velocidades podem ser inclusive menores do que o registrado pelo sistema WIM na rodovia. Neste trabalho, no entanto, de modo conservador, isso não é levado em conta.

Aplicando-se o método *Rainflow* no registro das solicitações e procedendo-se às análises dos itens 5.3, 5.4.1 e 5.4.2 para as pontes com vãos de 10, 28 e 41 metros, verifica-se que as situações de múltiplas presenças, com exceção de caminhões “lado a lado”, podem ser substituídas, sem prejuízo para a análise, pela passagem individual dos veículos. Em outras palavras, verifica-se que os resultados obtidos para os níveis de segurança são os mesmos quando se consideram as diversas situações de múltiplas presenças ou quando se considera apenas o caso “lado a lado”, que representa 2,35% dos registros, como múltipla presença. Isso ocorre porque, com exceção do caso “lado a lado”, a posição do segundo veículo nos demais casos de múltiplas presenças, para os vãos considerados, coincide com as ordenadas menores das linhas de influência. Isso também vale para o caso de três ou mais veículos na ponte. Assim, nas demais pontes consideradas neste trabalho, apenas as solicitações devido aos veículos isolados (97,95%) e “lado a lado” (2,35%) são utilizadas. É importante observar, no entanto, que, para maiores comprimentos de vãos ou pontes contínuas, as demais situações de múltiplas presenças podem ser relevantes.

Aplicando-se o método *Rainflow* no registro das solicitações e procedendo-se às análises dos itens 5.3, 5.4.1 e 5.4.2 para as pontes com vãos de 10, 28 e 41 metros, verifica-se que o método pode ser substituído, sem prejuízo para a análise, pelas solicitações máximas de veículos isolados e “lado a lado” nas seções consideradas. Em outras palavras, verifica-se que os resultados obtidos para os níveis de segurança são os mesmos quando se utiliza o método *Rainflow* ou quando se consideram apenas as solicitações máximas de veículos isolados e “lado a lado” nas seções consideradas. Isso ocorre porque, com exceção dos ciclos relativos às solicitações máximas, os demais ciclos obtidos com o *Rainflow* acumulam danos irrelevantes, uma vez que apresentam, em sua maioria, solicitações de pequena magnitude. Assim, nas demais pontes consideradas neste trabalho, apenas as solicitações máximas, nas seções consideradas, devido aos veículos isolados (97,95%) e “lado a lado” (2,35%), são utilizadas. É importante observar, no entanto, que, para outras configurações de pontes, como estruturas contínuas por exemplo, os ciclos obtidos com o *Rainflow* podem ser relevantes.

Essas simplificações consideradas para as múltiplas presenças e para o método *Rainflow* agilizam, de forma considerável, os cálculos para a obtenção dos níveis de segurança.

5.3 Cálculo da variação de tensão nas armaduras

Com as solicitações do tráfego, calcula-se a variação de tensão nas armaduras e o dano para cada longarina de cada ponte. De modo geral, a variação de tensão nas armaduras, $\Delta\sigma$, é calculada de acordo com a Equação (5.1), onde $\sigma_{m\acute{a}x}$ e $\sigma_{m\acute{i}n}$ são as tensões máxima e mínima, respectivamente.

$$\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n} \quad (5.1)$$

As equações apresentadas a seguir (itens 5.3.1, 5.3.2 e 5.3.3) são válidas para longarinas em concreto armado e protendido. No caso de longarinas em concreto armado, basta eliminar as parcelas referentes à protensão.

5.3.1 Variação de tensão na armadura ativa

Para o cálculo da tensão na armadura longitudinal, a *fib* (2010) recomenda que se considere a seção fissurada se, para qualquer combinação de ação em serviço, ocorrer a fissuração. Para as longarinas das pontes estudadas, verifica-se que ocorre fissuração devido ao tráfego. Aplicando-se a Equação (5.1), a variação de tensão na armadura ativa, $\Delta\sigma_{(A_p)}$, no estádio 2, para a seção do meio do vão, é dada pela Equação (5.2), em que as dimensões das longarinas estão apresentadas na Figura 5.2. Mais detalhes sobre as propriedades da seção no estádio 2 podem ser verificados em IBRACON (2015).

$$\Delta\sigma_{(A_p)} = \frac{M_q \cdot x_2}{I_e} \cdot \frac{(d_p - x_2)}{x_2} \cdot \frac{E_p}{E_{cs}} \quad (5.2)$$

onde

M_q é o momento fletor no meio do vão devido a cada ciclo do tráfego;

x_2 é a profundidade da linha neutra da seção no estádio 2, medida a partir da face comprimida da seção (calculada mediante dimensões da longarina e área de aço);

d_p é a altura útil referente à armadura ativa (distância do centro de gravidade da armadura ativa à face comprimida da seção);

E_p é o módulo de elasticidade do aço da armadura ativa;

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

I_e é o momento de inércia efetivo da seção fissurada (inércia de Branson) para o meio do vão, calculado de acordo com a seguinte equação:

$$I_e = \left(\frac{M_r}{M_{s,máx}} \right)^3 \cdot I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{s,máx}} \right)^3 \right] \cdot I_2 \leq I \quad (5.3)$$

- I é o momento de inércia da seção bruta de concreto (calculado mediante as dimensões da longarina);
- I_2 é o momento de inércia da seção no estágio 2 (calculado mediante dimensões da longarina e área de aço);
- $M_{s,máx}$ é o momento fletor solicitante máximo no meio do vão, dado por $M_g + M_{q,WIM,máx}$, onde M_g é o momento fletor devido às cargas permanentes ($M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}$) e $M_{q,WIM,máx}$ é o máximo momento fletor devido ao tráfego (com impacto) para o período dos dados WIM considerado;
- M_{g1} é o momento fletor no meio do vão devido ao peso próprio da viga pré-moldada;
- M_{g2} é o momento fletor no meio do vão devido ao peso próprio da laje e guarda-rodas (elementos de concreto moldados no local);
- M_{g3} é o momento fletor no meio do vão devido ao revestimento;
- M_r é o momento fletor de fissuração para a seção do meio do vão, calculado de acordo com a seguinte equação (valores em módulo):

$$M_r = \left(f_{ct,f} + \frac{(\sigma_{0p} - \Delta\sigma_p) \cdot A_p}{A} + \frac{(\sigma_{0p} - \Delta\sigma_p) \cdot A_p \cdot e_p \cdot y_{inf}}{I} \right) \cdot \frac{I}{y_{inf}} \quad (5.4)$$

- e_p é a excentricidade dos cabos de protensão para a seção do meio do vão (distância do centro de gravidade da armadura ativa ao centro de gravidade da seção bruta de concreto); $e_p = d_p - (h_v + h_f - y_{inf})$;
- y_{inf} é a distância da face inferior da seção ao centro de gravidade da seção bruta de concreto (calculado mediante as dimensões da longarina);
- $f_{ct,f}$ é a resistência à tração do concreto na flexão; $f_{ct,f} = 0,252 \cdot f_c^{2/3}$, para seções T com $f_c \leq 50$ MPa, com f_c (resistência à compressão do concreto aos 28 dias) em megapascal (MPa);
- A é a área da seção bruta de concreto (calculado mediante as dimensões da longarina);
- A_p é a área total de protensão (considerando todos os cabos);
- σ_{0p} é a tensão de protensão aplicada pelo aparelho de tração;
- $\Delta\sigma_p$ é a perda total da tensão de protensão.

5.3.2 Variação de tensão na armadura passiva longitudinal

De acordo com a *fib* (2010), o efeito da diferença de aderência entre o aço de protensão e o aço da armadura passiva deve ser considerado, multiplicando-se a tensão na armadura passiva pelo fator η_s , conforme Equação (2.10). Assim, o cálculo da variação de tensão na armadura passiva longitudinal, $\Delta\sigma_{(A_s)}$, no estádio 2, para a seção do meio do vão, é dado por:

$$\Delta\sigma_{(A_s)} = \frac{M_q \cdot x_2}{I_e} \cdot \frac{(d_s - x_2)}{x_2} \cdot \frac{E_s}{E_{cs}} \cdot \eta_s \quad (5.5)$$

onde

d_s é a altura útil referente à armadura passiva (distância do centro de gravidade da armadura passiva longitudinal à face comprimida da seção);

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva;

η_s é o fator que leva em conta o efeito da diferença de aderência entre o aço de protensão e o aço da armadura passiva, conforme Equação (2.10).

As variáveis M_q , x_2 , I_e e E_{cs} estão indicadas no item 5.3.1. Apesar de o texto da ABNT NBR 6118 (2014) considerar o fator η_s tanto para armadura passiva quanto para armadura ativa aderente, neste trabalho, porém, considera-se o fator apenas para a armadura passiva, conforme recomenda a *fib* (2010).

5.3.3 Variação de tensão nos estribos

Aplicando-se a Equação (5.1), o cálculo da variação de tensão nos estribos, $\Delta\sigma_{(A_{sw/s})}$, é dado pela Equação (5.6). Como as pontes possuem transversinas apenas nos apoios, deve-se considerar, além da força cortante, o momento torçor. Para as pontes 1 e 2 (Tabela 5.1), o cálculo é realizado para a seção S₁ (Figura 5.2) e para as demais pontes o cálculo é realizado para a seção S₂ (Figura 5.2). Essas seções, por sua vez, apresentam, para cada ponte, a maior variação de tensão para os estribos.

$$\Delta\sigma_{(A_{sw/s})} = \left(\frac{|V_1 - V_2|}{0,9d_s \left(\frac{A_{sw}}{S}\right)} + \frac{\Delta T}{2A_e \left(\frac{A_{90}}{S}\right)} \right) \sqrt{tg\theta} \quad (5.6)$$

onde

A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos na seção considerada;

- s é o espaçamento longitudinal entre os estribos na seção considerada;
- θ é o ângulo de inclinação das diagonais de compressão (bielas) em relação ao eixo longitudinal da longarina (sem a correção, visto que o termo $\sqrt{tg\theta}$ efetua o ajuste para a análise de fadiga, conforme indicado na Equação (2.11)); este ângulo θ vale 45 graus para o modelo de treliça I e pode variar de 30 a 45 graus para o modelo de treliça II; neste trabalho, utilizam-se ambos os modelos e se considera $\theta = 30^\circ$ para o modelo II;
- V_1 é a força cortante para o cálculo da variação de tensão nos estribos, dada pela Equação (5.7), que considera as cargas permanentes, o tráfego e a parcela V_c ;

$$V_1 = \begin{cases} V_g + V_q - V_p - 0,5V_c \geq 0, & \text{se } (V_g + V_q - V_p) \geq 0 \\ V_g + V_q - V_p + 0,5V_c \leq 0, & \text{se } (V_g + V_q - V_p) < 0 \end{cases} \quad (5.7)$$

- V_2 é a força cortante para o cálculo da variação de tensão nos estribos, dada pela Equação (5.8), que considera as cargas permanentes e a parcela V_c ;

$$V_2 = \begin{cases} V_g - V_p - 0,5V_c \geq 0, & \text{se } (V_g - V_p) \geq 0 \\ V_g - V_p + 0,5V_c \leq 0, & \text{se } (V_g - V_p) < 0 \end{cases} \quad (5.8)$$

- V_g é o valor absoluto da força cortante na seção considerada devido às cargas permanentes ($V_g = V_{g1} + V_{g2} + V_{g3}$);
- V_{g1} é o valor absoluto da força cortante na seção considerada devido ao peso próprio da viga pré-moldada;
- V_{g2} é o valor absoluto da força cortante na seção considerada devido ao peso próprio da laje e guarda-rodas (elementos de concreto moldados no local);
- V_{g3} é o valor absoluto da força cortante na seção considerada devido ao revestimento;
- V_q é o valor absoluto da força cortante na seção considerada devido a cada ciclo do tráfego;
- V_p é o valor absoluto da força cortante na seção considerada devido à protensão, dado por:

$$V_p = A_{p,f}(\sigma_{0p} - \Delta\sigma_p)\sum \text{sen}\alpha_p \quad (5.9)$$

- $A_{p,f}$ é a área da seção transversal de cada feixe de cordoalhas (área de cada cabo);
- σ_{0p} é a tensão de protensão aplicada pelo aparelho de tração;
- $\Delta\sigma_p$ é a perda total da tensão de protensão;

α_p é o ângulo de inclinação de cada cabo em relação ao eixo longitudinal da longarina na seção considerada (Figura 5.2);

V_c é a parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça, dada por:

$$V_c = \begin{cases} V_{c0}, & \text{para o modelo I em elementos de concreto armado} \\ V_{c1}, & \text{para o modelo II em elementos de concreto armado} \\ V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{s,m\acute{a}x}}\right) \leq 2V_{c0}, & \text{para o modelo I em elementos protendidos} \\ V_{c1} \left(1 + \frac{M_0}{M_{s,m\acute{a}x}}\right) \leq 2V_{c1}, & \text{para o modelo II em elementos protendidos} \end{cases} \quad (5.10)$$

V_{c0} é um valor de referência para o cálculo de V_c , dado por:

$$V_{c0} = 0,6f_{ct}b_{w,ef}d_s \quad (5.11)$$

f_{ct} é a resistência do concreto à tração; $f_{ct} = 0,21f_c^{2/3}$, para $f_c \leq 50$ MPa, com f_c em MPa;

$b_{w,ef}$ é a largura efetiva da alma da longarina; no caso de bainhas de protensão injetadas com diâmetro $\phi_b > b_w/8$, tem-se que $b_{w,ef} = b_w - 0,5\phi_b$, conforme dimensões indicadas na seção S₂ da Figura 5.2;

V_{c1} é outro valor de referência para o cálculo de V_c , dado por:

$$V_{c1} = \begin{cases} V_{c0}, & \text{se } V_{s,m\acute{a}x} \leq V_{c0} \\ \left(\frac{V_{R2} - V_{s,m\acute{a}x}}{V_{R2} - V_{c0}}\right)V_{c0}, & \text{se } V_{s,m\acute{a}x} > V_{c0} \end{cases} \quad (5.12)$$

V_{R2} é a força cortante resistente, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, dada por:

$$V_{R2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) f_c b_{w,ef} d_s \text{sen}(2\theta) \quad [f_c \text{ em MPa}] \quad (5.13)$$

$V_{s,m\acute{a}x}$ é a força cortante solicitante máxima na seção considerada, calculada conforme a Equação (5.14), em que $V_{q,WIM,m\acute{a}x}$ é a força cortante máxima devido ao tráfego (com impacto) para o período dos dados WIM considerado;

$$V_{s,m\acute{a}x} = V_g + V_{q,WIM,m\acute{a}x} - V_p \quad (5.14)$$

$M_{s,m\acute{a}x}$ é o momento fletor solicitante máximo no meio do vão, conforme indicado no item 5.3.1.

Fusco (2008) explica que, na Equação (5.10), a razão entre o momento fletor de descompressão, M_0 , e o momento fletor máximo, $M_{s,m\acute{a}x}$, é uma medida relativa do possível grau de fissuração da peça. O autor explica que, a rigor, M_0 pode ser substituído pelo momento fletor de fissuração, M_r , apresentado na Equação (5.4). Desse modo, neste trabalho, substituiu-se M_0 por M_r na Equação (5.10).

No que diz respeito à torção, a variação do momento torçor, ΔT , assume o valor absoluto de T_q , desde que não ocorra inversão no sentido entre $(T_g + T_q)$ e T_g . No caso de inversão, ΔT é dado pelo maior valor absoluto entre $(T_g + T_q)$ e T_g , em que

T_q é o momento torçor na seção considerada proveniente do trafego, concomitante com V_q ;

T_g é o momento torçor na seção considerada devido às cargas permanentes ($T_g = T_{g1} + T_{g2} + T_{g3}$);

T_{g1} é o momento torçor na seção considerada devido ao peso próprio das vigas pré-moldadas;

T_{g2} é o momento torçor na seção considerada devido ao peso próprio da laje e guarda-rodas;

T_{g3} é o momento torçor na seção considerada devido ao revestimento;

Para o cálculo da variação de tensão devido à torção, delimita-se a linha média da parede da seção vazada conforme a Figura 5.6, com $h_e = 10,5$ cm, em que

h_e é a espessura da parede da seção vazada equivalente ($2c_l \leq h_e \leq A/u_p$); a delimitação da parede da seção vazada da Figura 5.6 baseou-se em Stucchi e Skaf (2006);

c_l é a distância entre o eixo da barra longitudinal de canto e a face lateral da seção; considerando 3 cm de cobrimento, diâmetro de 12,5 mm para o estribo e diâmetro de 16 mm para a armadura longitudinal, tem-se $c_l = 5,05$ cm, e o valor de $h_e = 10,5$ cm atende ao valor mínimo de $2c_l$;

A é a área da seção cheia (área da seção bruta de concreto calculada mediante as dimensões da longarina);

u_p é o perímetro da seção cheia (calculado mediante as dimensões da longarina);

A_e é a área limitada pela linha média da parede da seção vazada equivalente (indicada na Figura 5.6), incluindo a parte vazada (calculada mediante as dimensões da longarina e o valor de h_e);

A_{90} é a área de aço, perpendicular ao eixo viga, contida na parede equivalente; para as seções consideradas, tem-se que $A_{90} = A_{sw}/2$ (estribos de dois ramos).

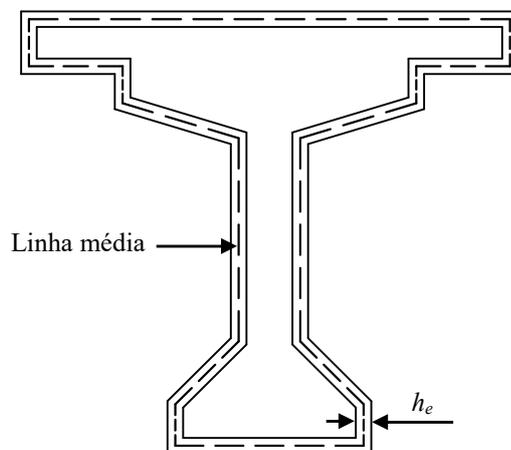


Figura 5.6 – Delimitação da parede da seção vazada equivalente e a respectiva linha média (linha tracejada) para uma longarina (similar ao considerado em Stucchi e Skaf, 2006)

5.4 Avaliação da segurança

No intuito de avaliar a segurança à fadiga das pontes, adota-se, neste trabalho, o VDMC igual a 5.000 veículos, para duas faixas rodoviárias, de modo a considerar um possível aumento no volume de tráfego em relação ao observado na estação WIM. Conforme se verifica no item 3.3, o VDMC para os dados analisados é de 3.655 veículos (período compreendido de setembro de 2016 a maio de 2017). Assim, a correção em relação ao volume de tráfego é feita multiplicando-se o dano calculado para o tráfego do sistema WIM pela razão 5.000/3.655. No Apêndice B, efetua-se a análise de uma ponte considerando também outros volumes de tráfego (2.500 e 7.500).

Ressalta-se que o VDMC não considera veículos leves. É importante mencionar que, para duas faixas rodoviárias, Rodrigues, Almeida e Casas (2013) utilizam $VDMC = 5.000$ e Crespo-Minguillón e Casas (1998) utilizam $VDMC = 6.000$ veículos. Wassef et al. (2014) utilizam o VDMC igual a 5.000 caminhões para a calibração dos coeficientes parciais de segurança dos Estados Limites de Serviço da AASHTO (2017).

Na estimativa da vida útil à fadiga e no cálculo dos índices de confiabilidade, avalia-se a seção do meio do vão para as armaduras longitudinais e as seções indicadas no item 5.3.3 para os estribos. No caso dos estribos, apesar de ter sido utilizado o modelo de treliça II para o dimensionamento (item 5.1), consideram-se os modelos I e II (indicados nos itens 2.3.5, 5.1 e 5.3.3) para o cálculo da variação de tensão na armadura devido ao tráfego.

Com exceção do item 5.4.4, os resultados apresentados neste item 5.4 correspondem às longarinas projetadas de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) (item 5.1). Assim, na verificação de projeto à fadiga para as armaduras passivas, foi utilizado $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa para a armadura longitudinal ($\phi_s = 16$ mm) e $\Delta f_{sd,fad} = 85$ MPa para os estribos. As estimativas de vida útil e os índices de confiabilidade para os estribos são calculados considerando as curvas S-N de barras retas e barras dobradas (discussão apresentada no item 2.2.2), de modo avaliar os resultados obtidos. A discussão dos resultados consta no item 5.4.3. As áreas de aço das longarinas são alteradas apenas no item 5.4.4, em que uma nova avaliação da segurança é realizada.

5.4.1 Estimativa da vida útil à fadiga

Para a estimativa da vida útil à fadiga, calcula-se o dano devido ao espectro de cargas mediante a Equação (2.3), com base nas curvas S-N da *fib* (2010) (valores característicos). As variáveis para o cálculo da variação de tensão nas armaduras, apresentadas no item 5.3, são consideradas com os valores nominais. Nessa análise determinística, as estimativas para os estribos são calculadas considerando duas alternativas para a resistência do concreto: $f_c = f_{ck}$ ou $f_c = f_{cd}$, em que $f_{cd} = f_{ck}/1,4$ (f_c é utilizado para o cálculo da parcela V_c e para o cálculo da força cortante resistente V_{R2}). O dano calculado para os dados do sistema WIM é extrapolado para o período de um ano, considerando a correção no VDMC e, com a Equação (2.4), estima-se a vida útil à fadiga das longarinas.

Efetua-se a estimativa da vida útil à fadiga para todas as longarinas de cada ponte da Tabela 5.1. Os valores apresentados neste trabalho, no entanto, referem-se às longarinas com as menores estimativas (maior dano devido ao espectro de cargas) em cada ponte. Para a ponte número 12 (vão de 28 metros com 3 longarinas), por exemplo, a longarina central apresenta a menor estimativa para os estribos enquanto a longarina de extremidade (próximo à faixa da direita) apresenta a menor estimativa para as armaduras longitudinais.

Com base no modelo de Palmgren-Miner, Jacob e Labry (2002) explicam que estimativas inferiores a 50 anos não são desejáveis para o projeto de pontes, estimativas entre 50 e algumas centenas de anos podem ser consideradas como aceitáveis ou boas e estimativas maiores que 1.000 anos indicam vida útil ilimitada à fadiga. Esses indicativos, no entanto, são apenas preliminares, uma vez que a conclusão sobre a segurança à fadiga se deve basear, principalmente, nos índices de confiabilidade (análise probabilística desenvolvida no item 5.4.2). Isso porque o cálculo determinístico para a estimativa de vida útil se baseia em valores

nominais (curvas S-N características, resistência determinística do concreto, valor unitário para DM , ações permanentes, áreas de aço e dimensões dos elementos) que, na realidade, possuem variabilidade. Assim, as estimativas não indicam, necessariamente, falha por fadiga quando a vida de serviço da estrutura alcança o valor estimado. As estimativas, portanto, podem servir como indicadores, conforme os critérios indicados por Jacob e Labry (2002).

- ***Estimativas para as armaduras longitudinais***

As armaduras longitudinais (ativa e passiva) apresentam em todas as pontes estimativas superiores a 4.000 anos, o que indica vida útil ilimitada à fadiga.

- ***Estimativas para os estribos utilizando a curva S-N de barra reta***

Utilizando a curva S-N da Tabela 2.1 para armadura passiva, as estimativas para os estribos estão apresentadas na Tabela 5.2. Verifica-se que a maioria das estimativas supera 1.000 anos, o que indica vida útil ilimitada à fadiga. É importante ressaltar que a utilização da curva S-N de barra reta para os estribos é indicada em diversas publicações (item 2.2.2).

Tabela 5.2 – Estimativas de vida útil à fadiga (VU_{fad}), em anos, para os estribos utilizando a curva S-N de barra reta

Modelo	Número da ponte	VU_{fad} utilizando $f_c = f_{ck}$	VU_{fad} utilizando $f_c = f_{cd}$
Modelo de treliça I	1	847	546
	2	464	464
	3	> 1.000	756
	4	> 1.000	479
	14	> 1.000	156
	Todas as outras*	> 1.000	> 1.000
Modelo de treliça II	4	> 1.000	587
	14	> 1.000	157
	Todas as outras*	> 1.000	> 1.000

*Nota: Para as pontes não listadas, as estimativas superam 1.000 anos.

No modelo II, considera-se $\theta = 30^\circ$ (item 5.3.3).

- ***Estimativas para os estribos utilizando as curvas S-N de barra dobrada***

Aplicando o fator de redução ξ (item 2.2.2) à curva S-N da Tabela 2.1 para a armadura passiva, de acordo com o diâmetro D do pino de dobramento indicado pela ABNT NBR 6118

(2014) para os estribos, as curvas S-N de barras dobradas estão indicadas na Tabela 5.3. As estimativas para os estribos utilizando essas curvas estão apresentadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.3 – Parâmetros das curvas S-N (características) para barras dobradas

Caso	m_1	m_2	$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) para $N^* = 10^6$ ciclos	$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) para 10^8 ciclos	$K_1 = N \cdot \Delta\sigma^{m_1}$	$K_2 = N \cdot \Delta\sigma^{m_2}$
$\phi_s = 12,5$ mm ($D = 5\phi_s$)	5	9	100	60	$1,00 \times 10^{16}$	$1,01 \times 10^{24}$
$\phi_s = 10$ mm ($D = 3\phi_s$)	5	9	90	55	$5,90 \times 10^{15}$	$4,61 \times 10^{23}$

Nota: Curvas obtidas mediante a aplicação do fator ξ aos valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ de armadura passiva da Tabela 2.1.

Tabela 5.4 – Estimativas de vida útil à fadiga (VU_{fad}), em anos, para os estribos utilizando as curvas S-N de barra dobrada

Número da ponte	----- Modelo de treliça I -----		----- Modelo de treliça II -----	
	VU_{fad} utilizando $f_c = f_{ck}$	VU_{fad} utilizando $f_c = f_{cd}$	VU_{fad} utilizando $f_c = f_{ck}$	VU_{fad} utilizando $f_c = f_{cd}$
1	2,9	2,0	13,0	13,0
2	1,6	1,6	10,4	10,4
3	12,9	5,6	74	7,7
4	6,9	3,2	42,8	3,6
5	14,8	3,9	11,8	5,8
6	427	155	> 1.000	206
7	48	6,1	77	3,7
8	231	50	318	113
9	> 1.000	751	> 1.000	942
10	> 1.000	97	> 1.000	88
11	474	44	458	218
12	80	5,6	73	4,6
13	464	118	> 1.000	107
14	8,8	0,8	13,8	0,5
15	576	67	> 1.000	205
16	249	142	> 1.000	338
17	13	13	127	127
18	42	41	421	378
19	717	34	> 1.000	43
20	182	9,5	287	9,5
21	> 1.000	> 1.000	> 1.000	> 1.000
22	11	5,6	43	43

Nota: No modelo II, considera-se $\theta = 30^\circ$ (item 5.3.3).

Verifica-se que diversas pontes apresentam baixas estimativas, principalmente quando se utiliza $f_c = f_{cd}$. Avaliando os resultados do modelo II com $f_c = f_{cd}$, por exemplo, 50% das pontes apresentam estimativas menores que 50 anos. Comparando os resultados da Tabela 5.4 com os da Tabela 5.2, nota-se que a utilização de curvas S-N de barras dobradas para os estribos reduz bastante as estimativas de vida útil à fadiga. No item 5.4.3, apresenta-se a discussão dos resultados de forma mais detalhada, em que se abordam também as diferenças obtidas entre os modelos de treliça.

Em algumas pontes, especialmente aquelas com as menores estimativas na Tabela 5.4, a análise também foi realizada considerando um limite de fadiga para as curvas S-N (CAFL, conforme explicado no item 2.2.2) associado a 10^8 ciclos (conforme se indica na Figura 2.5). As diferenças obtidas para as estimativas, porém, foram insignificantes.

Para avaliar a influência do Filtro 1 nas estimativas (filtro referente ao peso mínimo para os dados WIM, conforme o item 3.3), o valor de 62 kN foi alterado para 90 kN (conforme utilizado em Wassef et al., 2014). Após a análise de algumas pontes com esse novo filtro, verificou-se que as estimativas de vida útil à fadiga não sofreram alterações significativas. Isso significa que o valor adotado de 62 kN se mostra suficiente e poderia inclusive ser aumentado de modo a eliminar mais caminhões irrelevantes para a análise.

5.4.2 Índices de confiabilidade

Os índices de confiabilidade das longarinas são calculados mediante a avaliação da equação de estado-limite (2.52) para o período de vida útil de projeto de 50 anos, para as armaduras longitudinal e transversal. Utiliza-se esse período de referência por ser o período correspondente ao índice de confiabilidade alvo da *fib* (2012) (item 2.6.5), β_{alvo} , e por ser o período associado às ações características e combinações de ações da ABNT NBR 8681 (2003). Os índices de confiabilidade são calculados para as longarinas que apresentaram as menores estimativas de vida útil à fadiga (maior dano devido ao espectro de cargas), em relação à armadura longitudinal e transversal, de cada ponte.

É importante ressaltar que os índices de confiabilidade não quantificam as falhas por fadiga. Conforme explicado no item 2.6.1, os índices de confiabilidade indicam o grau de confiança de que não ocorra falha por fadiga das armaduras das longarinas, para o período de vida útil de 50 anos, desde que respeitadas as condições de projeto. Assim, um valor de índice de confiabilidade inferior ao desejável, por exemplo, corresponde a um grau de confiança insuficiente e que não está associado, necessariamente, à falha por fadiga. Ademais, a análise

comparativa mostra-se mais apropriada, ou seja, as estruturas com menores índices de confiabilidade apresentam mais chance de apresentar falha por fadiga e problemas de desempenho e durabilidade em virtude dos efeitos estruturais (fissuração e redução da rigidez, conforme listado no item 2.2.1) provocados por fadiga do que as estruturas com maiores índices de confiabilidade.

As variáveis aleatórias estão apresentadas na Tabela 5.5, em que algumas apresentam estatísticas brasileiras, conforme indicado por Santiago (2017, 2019), Santiago, Kroetz e Beck (2019) e Santiago et al. (2020). As demais variáveis aleatórias indicadas na Tabela 5.5 consideram as estatísticas utilizadas em Nowak (1999) ou Wassef et al. (2014). As estatísticas para as cargas permanentes, obtidas em Nowak (1999), são consideradas, neste trabalho, diretamente nas solicitações, ou seja, considera-se o comprimento do vão como determinístico. As variáveis que não estão apresentadas na Tabela 5.5 são consideradas como determinísticas.

Tabela 5.5 – Variáveis aleatórias

Categoria	Variável	Distribuição	Média / nominal	CV¹	Fonte
Características dos materiais	f_c para $f_{ck} = 30$ MPa	Normal	1,22	0,15	Santiago (2019)
	f_c para $f_{ck} = 35$ MPa	Normal	1,19	0,13	Santiago (2019)
	f_c para $f_{ck} = 40$ MPa	Normal	1,16	0,11	Santiago (2019)
	E_{cs}	Normal	1,04	0,04	Santiago (2017)
	E_p	Normal	1,03	0,02	Santiago (2017)
	E_s	Normal	1,03	0,02	E_p
	$A_p, A_{p,f}$	Log-normal	1,03	0,01	Santiago (2019)
	A_s, A_{sw}	Log-normal	1,03	0,01	A_p
	σ_{0p}	Normal	0,97	0,08	Wassef et al. (2014) ²
	$\Delta\sigma_p$	Normal	1,05	0,10	Wassef et al. (2014) ³
Dados geométricos das longarinas	b_s, b_w, b_i, b_f	Normal	1,00	0,04	Wassef et al. (2014) ⁴
	h_v, h_f, h_s, h_i	Normal	1,00	0,025	Wassef et al. (2014) ⁴
	t_s, t_i	Normal	1,00	0,025	h_s, h_i
	d_p, d_s	Normal	1,00	0,04	Wassef et al. (2014) ⁴
Solicitação para as cargas permanentes	M_{g1}, V_{g1}, T_{g1}	Normal	1,03	0,08	Nowak (1999)
	M_{g2}, V_{g2}, T_{g2}	Normal	1,05	0,10	Nowak (1999)
	M_{g3}, V_{g3}, T_{g3}	Normal	1,10	0,25	Nowak (1999)

Notas:

As variáveis estão indicadas na Figura 5.2 e no item 5.3.

¹CV é o coeficiente de variação (desvio-padrão/média).

²Utilizado em Wassef et al. (2014), mas proveniente de Gross e Burns (2000).

³Utilizado em Wassef et al. (2014), mas proveniente de Gross e Burns (2000) e Tadros et al. (2003).

⁴Utilizado em Wassef et al. (2014), mas proveniente de Naaman e Siriaksorn (1982).

Para cada variável aleatória, referente à análise da armadura longitudinal ou transversal, geram-se 50 valores mediante a técnica de simulação LHS (item 2.5.4), com o auxílio do MATLAB (Crespo-Minguillón e Casas, 1998 também utilizam essa quantidade de simulações com o LHS). Para cada simulação, calculam-se as variações de tensão nas armaduras (item 5.3) considerando os dados do sistema WIM. Assim, o valor de $\sum(1/N_i)$, que representa o dano devido ao espectro de cargas, também é calculado para cada simulação, mediante as curvas S-N correspondentes ao nível de confiança de 50% (Tabela 2.7), e extrapolado para o período de referência desejado (50 anos, para ser compatível com o β_{alvo}), considerando a correção no VDMC. Com os valores do dano devido ao espectro de cargas, obtêm-se a distribuição de probabilidade e os parâmetros da variável dependente $\sum(1/N_i)$, que representa variável de solicitação na equação de estado-limite (2.52). Esse procedimento, que é aplicado nas armaduras de cada ponte, está esquematizado na Figura 5.7.

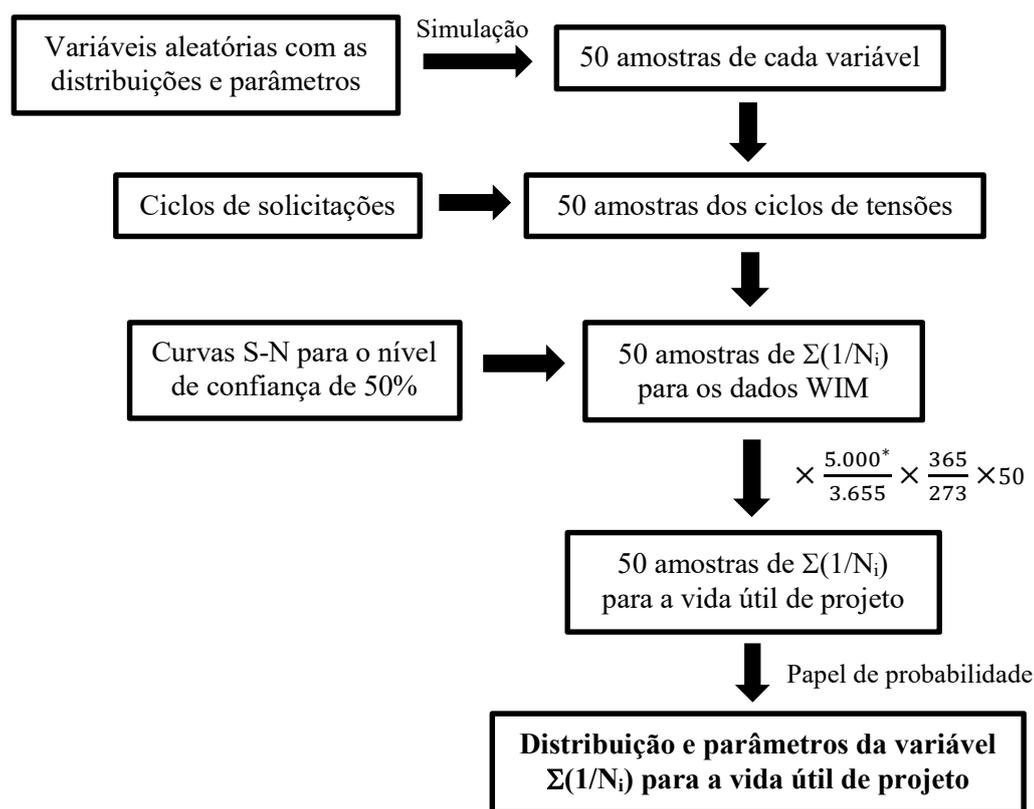


Figura 5.7 – Fluxograma para a obtenção das distribuições de probabilidades e parâmetros da variável $\sum(1/N_i)$ (*no Apêndice B, o valor de 5.000 é alterado para 2.500 e 7.500)

A variação de tensão nas armaduras e o dano devido ao espectro de cargas, representado por $\sum(1/N_i)$, são calculados mediante as planilhas desenvolvidas no Microsoft Excel, enquanto as simulações e a obtenção dos parâmetros são realizadas no MATLAB. Para a ponte número

12 (vão de 28 metros com 3 longarinas), por exemplo, os 50 valores de $\sum(1/N_i)$ no papel de probabilidade log-normal, para a armadura longitudinal da longarina de extremidade, estão indicados na Figura 5.8 com os respectivos momentos (média e desvio-padrão) e parâmetros. Avaliando-se o ajuste de $\sum(1/N_i)$ para as armaduras de cada ponte da Tabela 5.1, verifica-se que a variável pode ajustar-se melhor em relação as distribuições log-normal, normal ou Weibull, dependendo da ponte e da armadura analisada (o ajuste para distribuição normal ocorreu apenas para a análise dos estribos da ponte número 2). No Apêndice B, apresentam-se as distribuições de probabilidades e os momentos (média e desvio-padrão) da variável $\sum(1/N_i)$ para as armaduras da ponte número 12, em que são apresentados também os resultados para outros volumes de tráfego (2.500 e 7.500). No Apêndice C, apresentam-se as distribuições de probabilidades e os momentos da variável $\sum(1/N_i)$ para as armaduras das pontes indicadas na Tabela 5.1 (os valores apresentados para os estribos no Apêndice C referem-se ao modelo II e à curva S-N de barra reta).

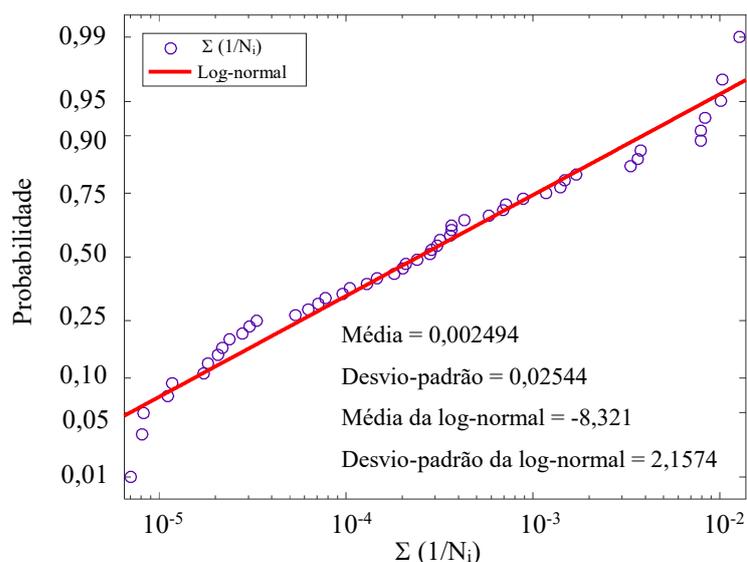


Figura 5.8 – Valores de $\sum(1/N_i)$ no papel de probabilidade log-normal e os parâmetros da variável para a armadura passiva longitudinal da longarina de extremidade da ponte número 12

Para obter os parâmetros de DM , que é a variável de resistência na equação de estado-limite (2.52), aplica-se o procedimento apresentado no item 2.6.4, em que a quantidade de valores de DM_i para cada intervalo da curva S-N é dado pelo respectivo percentual médio de $\sum(1/N_i)$ multiplicado por cem. Com base na análise da armadura longitudinal da longarina de extremidade da ponte número 12, por exemplo, verifica-se que, na média das 50 simulações das variáveis aleatórias, 96,1% de $\sum(1/N_i)$ corresponde ao intervalo $\Delta\sigma \leq 205$ da curva S-N (Tabela 2.7) e 3,9% de $\sum(1/N_i)$ corresponde ao intervalo $205 < \Delta\sigma < 245$. Assim, utilizando os

parâmetros da Tabela 2.8, efetua-se a simulação de DM_i para 9.610 valores referentes ao intervalo $\Delta\sigma \leq 205$ e 390 valores referentes ao intervalo $205 < \Delta\sigma < 245$, que somam um total de 10.000 valores simulados de DM_i , mediante a técnica LHS. Optou-se por essa quantidade de simulações visto que, mesmo com um valor pequeno de percentual, obtém-se uma quantidade razoável de amostras (100 valores para 1%, por exemplo). Ressalta-se, no entanto, que outras quantidades de amostras, proporcionais aos percentuais, podem ser consideradas.

Para a ponte número 12 (vão de 28 metros com 3 longarinas), por exemplo, os 10.000 valores de DM_i no papel de probabilidade de Weibull, para a armadura longitudinal passiva da longarina de extremidade, estão indicados na Figura 5.9 com os respectivos momentos (média e desvio-padrão) e parâmetros. Avaliando-se o ajuste de DM para as armaduras de cada ponte da Tabela 5.1, verifica-se que a variável DM ajusta-se melhor em relação à distribuição de Weibull, conforme indicado por Crespo-Minguillón e Casas (1998). No Apêndice B, apresentam-se as distribuições de probabilidades e os momentos (média e desvio-padrão) da variável DM para as armaduras da ponte número 12, considerando também outros volumes de tráfego (2.500 e 7.500). No Apêndice C, apresentam-se as distribuições de probabilidades e os momentos (média e desvio-padrão) da variável DM para as armaduras das pontes indicadas na Tabela 5.1 (os valores apresentados para os estribos no Apêndice C referem-se ao modelo II e à curva S-N de barra reta).

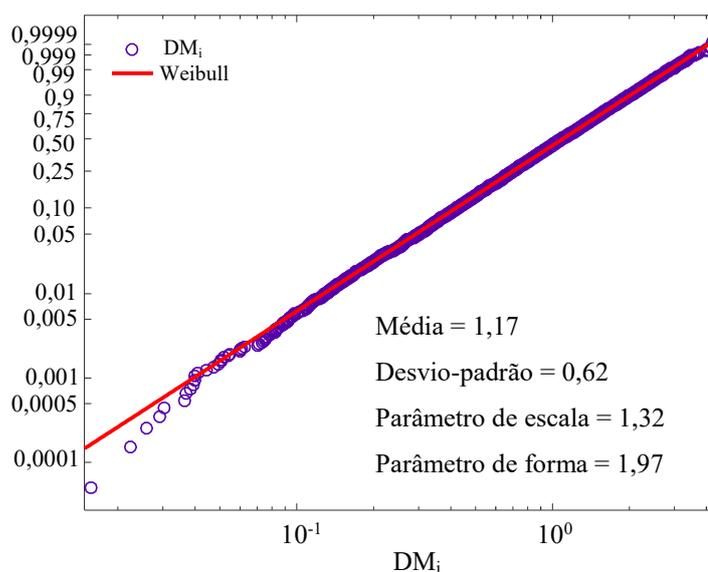


Figura 5.9 – Valores de DM_i no papel de probabilidade Weibull e os parâmetros da variável para a armadura passiva longitudinal da longarina de extremidade da ponte número 12

Com base nos momentos indicados na Figura 5.9, nota-se que eles poderiam ter sido obtidos diretamente da Tabela 2.7. Isso ocorre porque, na análise da armadura longitudinal

passiva da ponte número 12, a maioria das variações de tensão devido aos dados WIM são menores que 205 MPa (na média das 50 simulações das variáveis aleatórias, 96,1% de $\sum(1/N_i)$ corresponde ao intervalo $\Delta\sigma \leq 205$ da curva S-N da Tabela 2.7). Nesse caso, como poucas variações de tensão são maiores que 205 MPa, a ponderação de DM_i , com base no procedimento indicado no item 2.6.4, gera momentos próximos daqueles da Tabela 2.8. Em todas as pontes da Tabela 5.1, na análise das armaduras longitudinais (ativa e passiva) e na análise dos estribos para a curva S-N de barra reta, as variações de tensão, em sua maioria, são associadas a um único intervalo da curva S-N ($\Delta\sigma \leq 205$ para as armaduras passivas e $\Delta\sigma \leq 165$ para armadura ativa), de modo que os parâmetros de DM podem ser obtidos diretamente da Tabela 2.7, conforme indicado no Apêndice C. Na análise dos estribos para a curva S-N de barra dobrada, isso não ocorre, e a ponderação de DM_i (item 2.6.4) deve ser realizada, visto que as variações de tensão provenientes do espectro de cargas são referentes a diferentes intervalos da curva S-N da Tabela 5.7.

Utilizando-se o método FORM, com o auxílio do programa StRAnD (2008), obtém-se os índices de confiabilidade à fadiga β_i das longarinas, para o período de referência de 50 anos, conforme indicado na Tabela 5.6. No Apêndice B, apresentam-se os índices de confiabilidade para a ponte número 12, considerando outros volumes de tráfego (7.500 e 2.500). No Apêndice C, apresentam-se os fatores de sensibilidade para as variáveis dependentes associadas aos índices de confiabilidades apresentados na Tabela 5.6 (os fatores apresentados para os estribos no Apêndice C referem-se ao modelo II e à curva S-N de barra reta). Ressalta-se que os resultados obtidos (Tabela 5.6) dependem do ajuste das variáveis dependentes em relação às distribuições de probabilidades, ou seja, quanto melhor é o ajuste realizado, mais coerentes são os índices de confiabilidades calculados.

Tabela 5.6 – Índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos

Número da ponte	Armadura ativa	Armadura passiva (longitudinal)	Curva S-N para barra reta ¹		Curvas S-N para barra dobrada ²	
			Estribos Modelo I	Estribos Modelo II	Estribos Modelo I	Estribos Modelo II
1	--- (CA)	5,1	6,0	6,3	0,8	2,0
2	--- (CA)	6,6	4,1	4,8	1,1	1,2
3	7,5	8,6	5,1	5,3	1,4	2,7
4	6,6	7,0	4,8	4,9	0,5	2,1
5	4,7	4,5	4,8	5,3	1,3	1,5
6	6,5	7,5	5,9	6,1	3,1	3,1
7	6,2	6,6	6,2	6,0	2,9	2,9

(Continua)

Tabela 5.6 (continuação) – Índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos

Número da ponte	Armadura ativa	Armadura passiva (longitudinal)	Curva S-N para barra reta ¹		Curvas S-N para barra dobrada ²	
			Estribos Modelo I	Estribos Modelo II	Estribos Modelo I	Estribos Modelo II
8	4,6	5,1	6,0	6,1	3,0	3,0
9	8,0	8,7	8,5	8,5	6,1	6,1
10	5,5	5,3	6,3	6,1	3,0	2,6
11	5,6	5,7	6,2	6,4	2,8	3,3
12	3,7	3,7	5,1	4,4	2,3	2,0
13	7,8	7,5	8,0	8,3	4,1	4,3
14	5,1	5,1	4,3	4,3	0,7	1,3
15	3,5	3,8	4,7	4,7	3,0	3,6
16	6,1	5,4	6,0	6,1	3,3	4,1
17	6,1	5,5	7,9	8,0	1,4	3,4
18	5,9	5,4	8,3	7,6	2,4	3,9
19	4,8	3,9	6,0	6,1	3,0	3,1
20	4,8	3,5	5,5	5,6	2,6	2,6
21	6,8	6,2	8,9	8,5	5,8	5,9
22	3,7	3,4	4,8	6,5	1,0	2,5
Mínimo	3,5	3,4	4,1	4,3	0,5	1,2
Máximo	8,0	8,7	8,9	8,5	6,1	6,1
Médio	5,7	5,6	6,1	6,2	2,5	3,0

Notas:

CA: Concreto armado.

No modelo II, considera-se $\theta = 30^\circ$ (item 5.3.3).

Os momentos (média e desvio-padrão) das variáveis dependentes para a armadura ativa, armadura passiva longitudinal e estribos (utilizando o modelo II e a curva S-N de barra reta) estão indicados no Apêndice C.

¹Curva S-N indicada na Tabela 2.7 para a armadura passiva.

²Curvas S-N indicadas na Tabela 5.7.

- ***Índices de confiabilidade para as armaduras longitudinais***

Os índices de confiabilidade para as armaduras ativa e passiva estão apresentados na Figura 5.10 e Figura 5.11, respectivamente, em função do comprimento do vão, com os respectivos valores médios β_m . Em todas as pontes, as armaduras longitudinais apresentam índices de confiabilidade à fadiga superiores ao valor desejável para projeto ($\beta_{alvo} = 3,1$). Como geralmente a fadiga na armadura é mais crítica que no concreto, conforme se verifica em Schläfli and Brühwiler (1998), espera-se que os níveis de segurança à fadiga no concreto também sejam satisfatórios. Mediante ensaios à fadiga em elementos de concreto armado, Schläfli and Brühwiler (1998) não observaram falhas por fadiga no concreto, mas apenas nas armaduras.

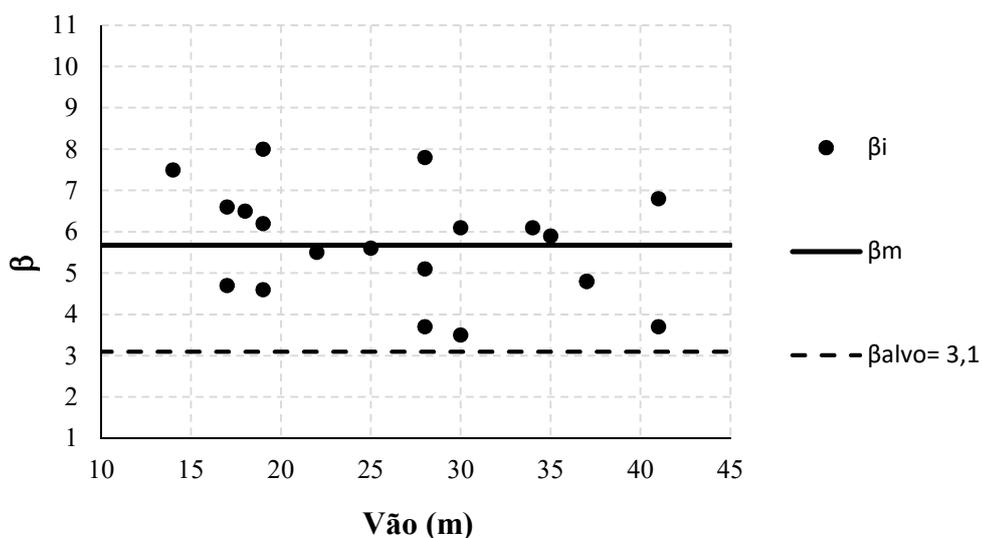


Figura 5.10 – Índices de confiabilidade para a armadura ativa

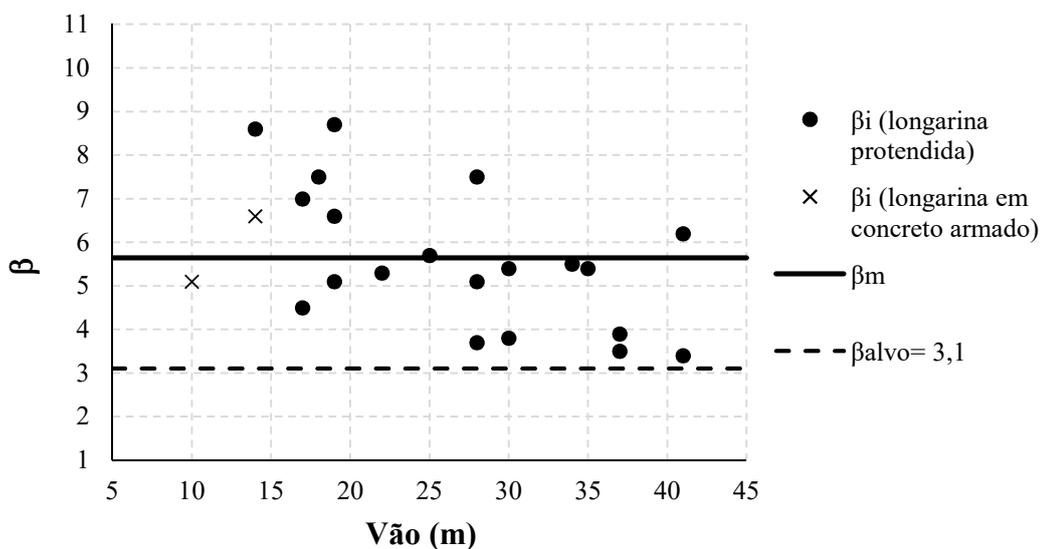


Figura 5.11 – Índices de confiabilidade para a armadura passiva longitudinal

- ***Índices de confiabilidade para os estribos utilizando a curva S-N de barra reta***

Utilizando a curva S-N da Tabela 2.7 para armadura passiva, os índices de confiabilidade à fadiga, conforme valores apresentados na Tabela 5.6, estão indicados na Figura 5.12 e Figura 5.13 para os modelos de treliça I e II, respectivamente, de acordo com o comprimento do vão, com os respectivos valores médios β_m . Em todas as pontes, para os modelos I e II, os estribos apresentam índices de confiabilidade à fadiga superiores ao valor desejável para projeto ($\beta_{alvo} = 3,1$).

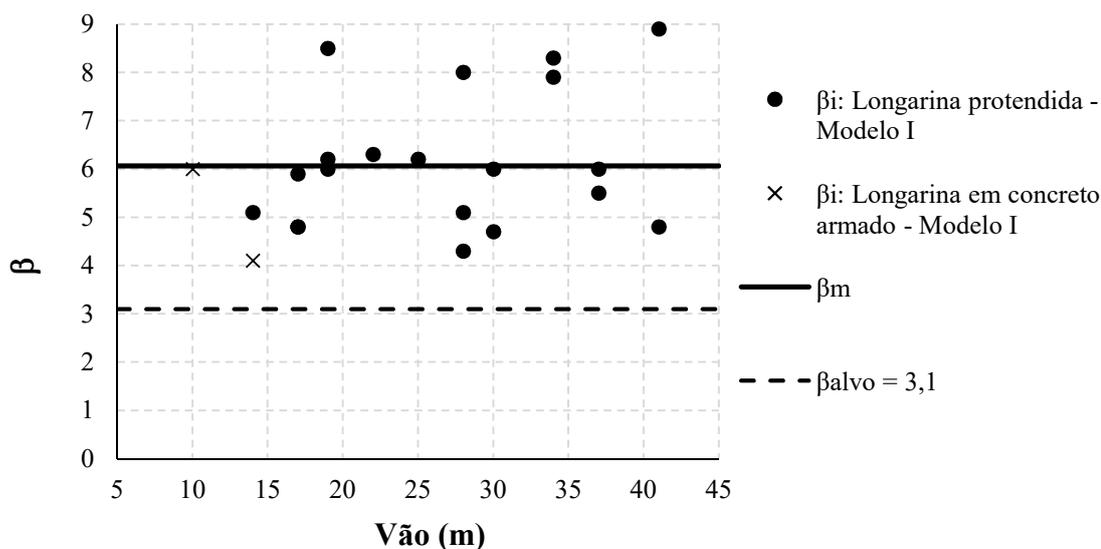


Figura 5.12 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça I e curva S-N de barra reta

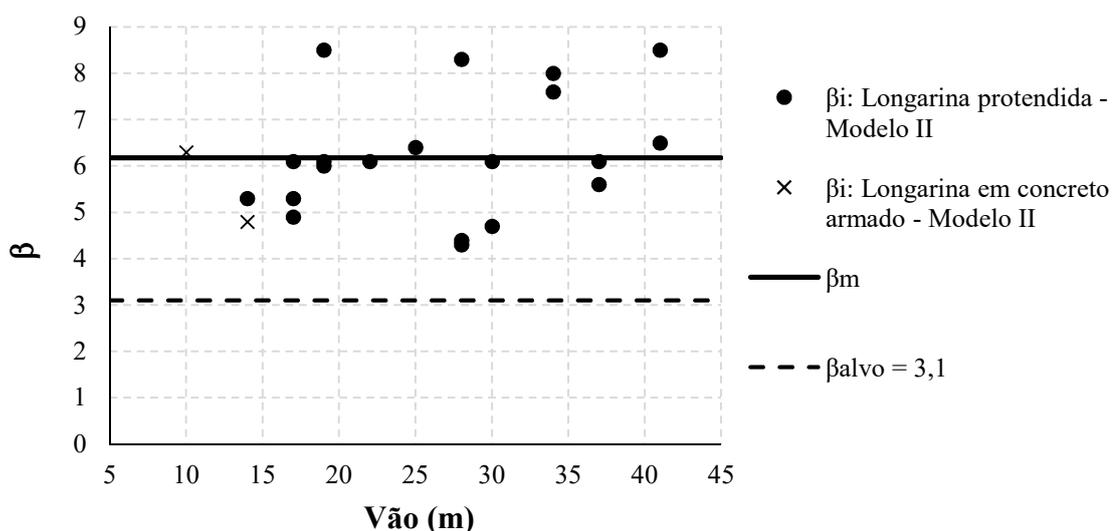


Figura 5.13 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça II e curva S-N de barra reta

- ***Índices de confiabilidade para os estribos utilizando as curvas S-N de barra dobrada***

Aplicando o fator de redução ξ (item 2.2.2) à curva S-N da Tabela 2.7 para a armadura passiva, de acordo com o diâmetro D do pino de dobramento indicado pela ABNT NBR 6118 (2014) para os estribos, as curvas S-N de barras dobradas estão indicadas na Tabela 5.7. Aplicando o fator ξ aos valores de variação de tensão da Tabela 2.8, os parâmetros de DM_i estão indicados na Tabela 5.8.

Tabela 5.7 – Parâmetros das curvas S-N para barras dobradas considerando nível de confiança de 50%

Caso	$\Delta\sigma$ (MPa)	N	m	$K = N \cdot \Delta\sigma^m$
$\phi_s = 12,5$ mm ($D = 5\phi_s$)	≥ 115	$\leq 2 \times 10^6$	6	$4,63 \times 10^{18}$
	< 115 > 95	$> 2 \times 10^6$ $< 10^7$	9	$6,30 \times 10^{24}$
	≤ 95	$> 10^7$	11	$5,69 \times 10^{28}$
$\phi_s = 10$ mm ($D = 3\phi_s$)	≥ 105	$\leq 2 \times 10^6$	6	$2,68 \times 10^{18}$
	< 105 > 85	$> 2 \times 10^6$ $< 10^7$	9	$2,32 \times 10^{24}$
	≤ 85	$> 10^7$	11	$1,67 \times 10^{28}$

Notas:

Valores de $\Delta\sigma$ calculados aplicando o fator ξ aos valores de $\Delta\sigma$ da Tabela 2.7.

O fator ξ e os demais parâmetros podem ser verificados na seção 2.2.2.

Tabela 5.8 – Parâmetros da variável DM_i para barras dobradas

Caso	$\Delta\sigma$ (MPa)	Média	Desvio-padrão	α	u
$\phi_s = 12,5$ mm ($D = 5\phi_s$)	≥ 115	1,104	0,463	2,57	1,24
	< 115 > 95	1,154	0,556	2,19	1,30
	≤ 95	1,169	0,618	1,97	1,32
$\phi_s = 10$ mm ($D = 3\phi_s$)	≥ 105	1,104	0,463	2,57	1,24
	< 105 > 85	1,154	0,556	2,19	1,30
	≤ 85	1,169	0,618	1,97	1,32

Notas:

Valores de $\Delta\sigma$ calculados aplicando o fator ξ aos valores de $\Delta\sigma$ da Tabela 2.8.

O fator ξ pode ser verificado na seção 2.2.2 e os demais parâmetros na seção 2.5.2.

Utilizando as curvas S-N da Tabela 5.7 e os parâmetros de DM_i da Tabela 5.8, os índices de confiabilidade para os estribos, conforme valores apresentados na Tabela 5.6, estão indicados na Figura 5.14 e Figura 5.15 para os modelos de treliça I e II, respectivamente, de acordo com o comprimento do vão, com os respectivos valores médios β_m . Nota-se que diversas pontes apresentam baixos índices de confiabilidade. Para o modelo II, por exemplo, 55% das pontes apresentam níveis de segurança inferiores ao valor desejável para projeto ($\beta_{alvo} = 3,1$). A discussão dos resultados, de forma mais detalhada, é apresentada no próximo item.

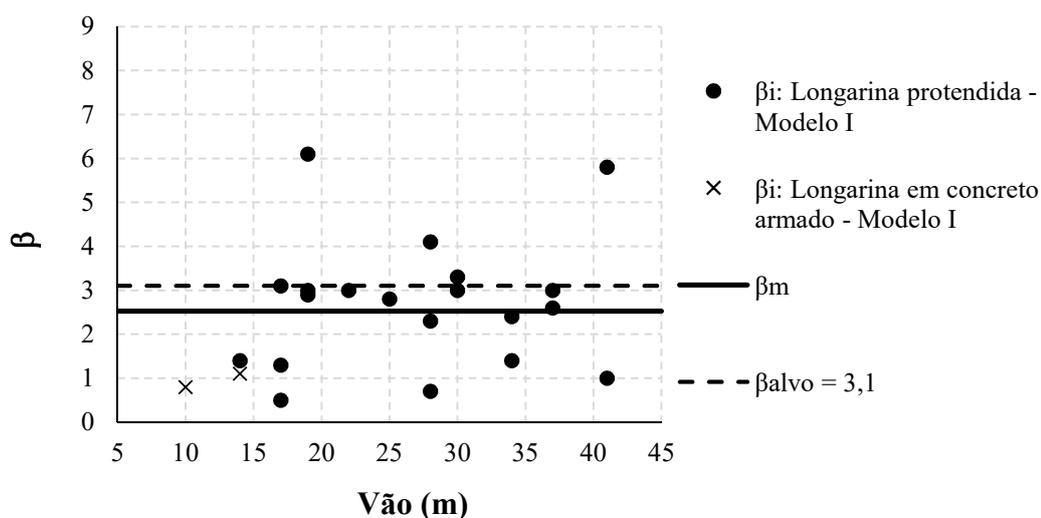


Figura 5.14 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça I e curva S-N de barra dobrada

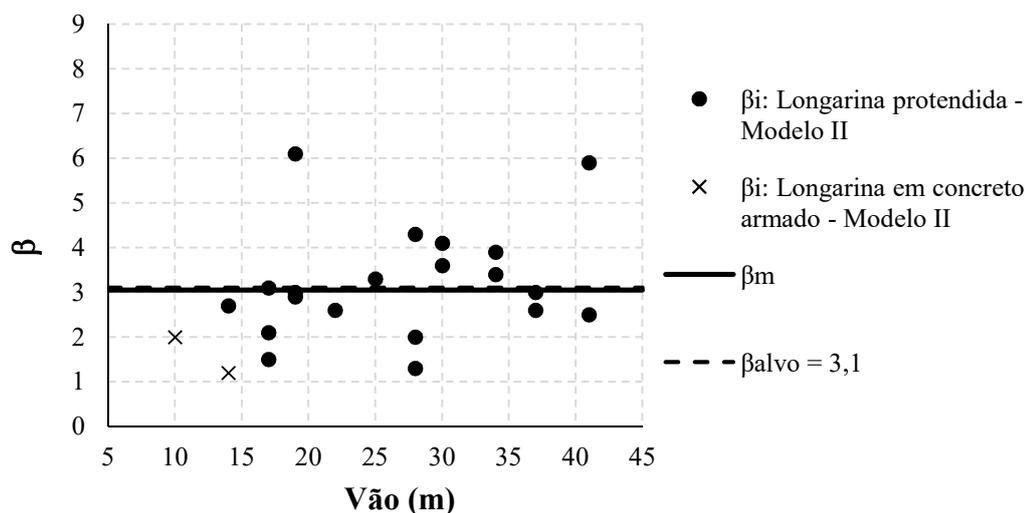


Figura 5.15 – Índices de confiabilidade para os estribos – modelo de treliça II e curva S-N de barra dobrada

5.4.3 Discussão dos resultados

- **Nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto**

Com base nos resultados da Figura 5.10 à Figura 5.13, verifica-se que, para todas as pontes, as armaduras longitudinais (ativa e passiva) e transversais apresentam índices de confiabilidade à fadiga superiores ao valor desejável para projeto ($\beta_{alvo} = 3,1$). As estimativas de vida útil à fadiga (item 5.4.1) superam 100 anos e a maioria delas é maior que 1.000 anos (vida útil ilimitada à fadiga). Assim, apesar de o trem-tipo brasileiro não ser compatível com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga, conforme apresentado no capítulo 4, os critérios de

dimensionamento das normas brasileiras, que incluem os coeficientes parciais de segurança e a tensão limite para verificação de fadiga $\Delta f_{sd,fad}$, garantem níveis de segurança à fadiga satisfatórios. Isso reforça que a comparação somente entre as solicitações do tráfego e as do trem-tipo normativo não é suficiente para a avaliação da segurança, sendo necessário também considerar os coeficientes parciais de segurança para as ações e as resistências. O trabalho desenvolvido por Portela (2018) também reforça essa questão. O autor, mediante a análise no ELU, apesar de obter fatores de viés que indicam que o trem-tipo brasileiro está aquém do tráfego real, obtém índices de confiabilidade satisfatórios para as pontes.

Na Tabela 5.6, verifica-se que diversas pontes apresentam índices de confiabilidade para os estribos menores do que para as armaduras longitudinais, mesmo utilizando as curvas S-N de barras retas para os estribos. De acordo com os resultados da Tabela 5.4, Figura 5.14 e Figura 5.15, nota-se que a consideração de curvas S-N de barras dobradas para os estribos na regra de Palmgren-Miner gera conclusões pessimistas e inconsistentes sobre os níveis de segurança em razão dos baixos índices de confiabilidade e estimativas de vida útil obtidos (conforme se verifica em diversas referências no item 2.2.2, as curvas S-N de barras dobradas não se aplicam aos estribos).

- ***Modelos de treliça para a análise dos estribos***

Em relação aos modelos de treliça I e II, verifica-se que, na maioria dos casos, a análise com o modelo II gera níveis de segurança maiores. O modelo II, no entanto, mesmo com a consideração do ângulo mais abatido para a inclinação das bielas, pode apresentar estimativas de vida útil e índices de confiabilidade menores. Isso ocorre porque a parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares, V_c , pode ser menor para o modelo II, conforme se verifica nas Equações (5.10) e (5.12). É importante mencionar que, nas Equações (5.7) e (5.8) (item 5.3.3), se considera a redução de 50% no valor de V_c para os modelos de treliça I e II, conforme indica a ABNT NBR 6118 (2014) (item 2.3.5). Hirata, Andrade e Della Bella (2013) comparam resultados experimentais de resistência à força cortante com aqueles calculados pelos modelos de treliça I e II da norma brasileira, no ELU, e verificam que o modelo II apresenta resultados mais apropriados. Ressalta-se, contudo, que o estudo não avalia os modelos sob o aspecto da fadiga.

- **Relação entre os índices de confiabilidade dos estribos e o espaçamento entre as longarinas**

Da Figura 5.10 à Figura 5.15, observa-se bastante dispersão nos valores obtidos, uma vez que, além do comprimento do vão, as dimensões das longarinas, o espaçamento entre elas e a posição da longarina analisada em relação às faixas rodoviárias influenciam os níveis de segurança. Portela (2018), mediante a análise de ELU, também obtém considerável dispersão nos valores dos índices de confiabilidade para as pontes brasileiras.

Na Figura 5.16 (para curva S-N de barra reta) e Figura 5.17 (para curva S-N de barra dobrada), apresentam-se os índices de confiabilidade para os estribos, considerando o modelo de treliça II, em função do espaçamento transversal entre longarinas (os índices de confiabilidade são os mesmos indicados na Figura 5.13 e Figura 5.15).

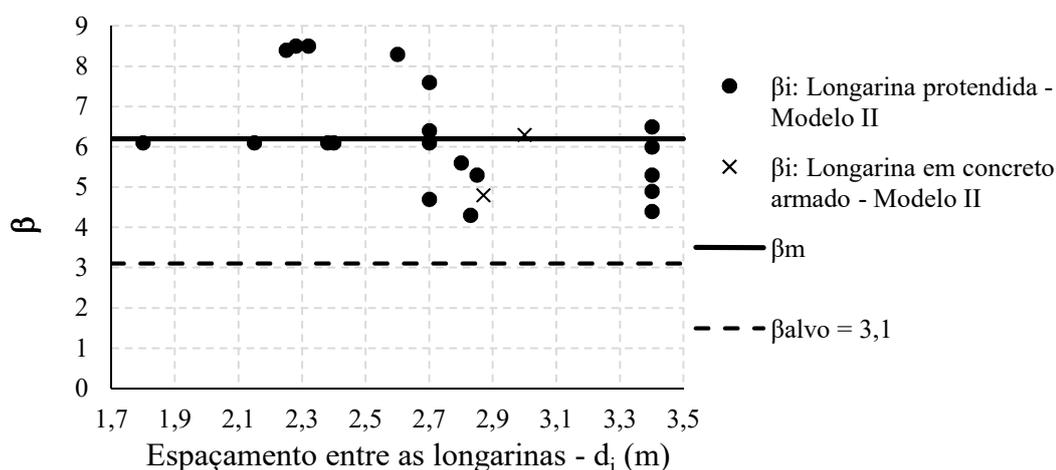


Figura 5.16 – Índices de confiabilidade para os estribos (modelo de treliça II e curva S-N de barra reta) de acordo com o espaçamento entre as longarinas

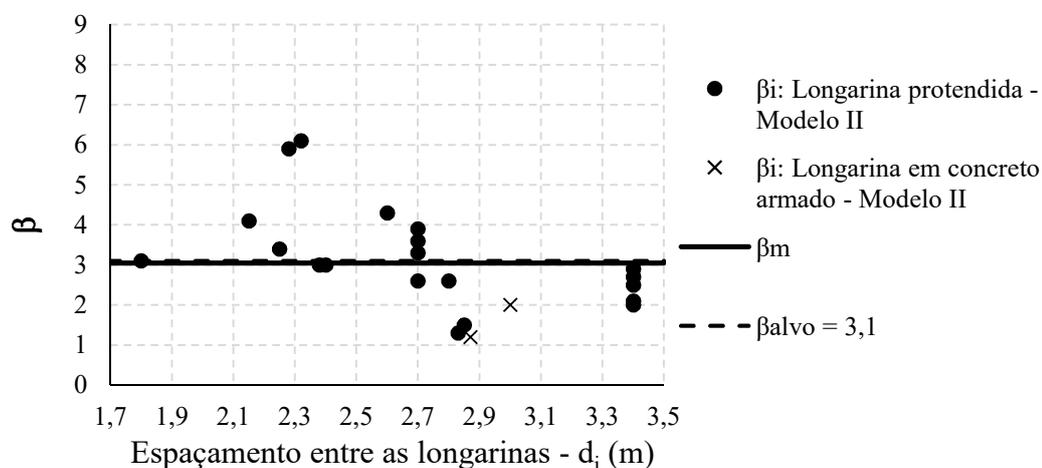


Figura 5.17 – Índices de confiabilidade para os estribos (modelo de treliça II e curva S-N de barra dobrada) de acordo com o espaçamento entre as longarinas

Com base na Figura 5.16 e Figura 5.17, verifica-se que a maioria dos índices de confiabilidade menores que o valor médio β_m se referem às pontes com distâncias entre longarinas maiores que 2,7 metros. Assim, em geral, os índices de confiabilidade tendem a diminuir com o aumento da distância entre longarinas. Isso pode ser explicado devido à ausência de transversinas intermediárias nas pontes consideradas neste trabalho. Conforme se verifica no item 2.4, as transversinas intermediárias promovem melhor distribuição transversal de cargas. Os maiores espaçamentos entre longarinas, para as pontes sem transversinas intermediárias, fazem com que as cargas provenientes do tráfego sejam concentradas, de forma predominante, em uma única longarina, enquanto as demais sejam menos solicitadas.

Para demonstrar esse fato, a ponte número 14 (Tabela 5.1) é considerada também como se possuísse transversinas intermediárias suficientemente rígidas, de modo a eliminar a torção nas longarinas. Nesse caso, realiza-se a distribuição transversal das cargas de acordo com o processo de Engesser/Courbon (item 2.4.1), em que novas áreas de aço são calculadas e novos índices de confiabilidades são determinados. Com base nas verificações de projeto, a armadura ativa permanece a mesma e a área de aço dos estribos, para a mesma seção analisada, apresenta ligeira redução. Na Tabela 5.9, apresentam-se as áreas de aço dos estribos para as situações sem e com transversinas intermediárias, assim como os respectivos índices de confiabilidade, utilizando o modelo de treliça II e as curvas S-N de barras retas. É apresentado também o nível de segurança para o caso com transversinas intermediárias, considerando a mesma área de aço do caso sem transversinas intermediárias. Verifica-se que, mesmo com a redução na área de aço, a consideração das transversinas intermediárias gerou aumento de 10%, aproximadamente, no valor do índice de confiabilidade à fadiga. Para a mesma área de aço, o aumento do nível de segurança foi 16%. Ressalta-se, no entanto, que as transversinas intermediárias têm sido eliminadas nos projetos brasileiros, de modo a facilitar o processo de construção (as transversinas são moldadas no local).

Tabela 5.9 – Áreas de aço dos estribos e índices de confiabilidade à fadiga para a ponte número 14 para as situações sem e com transversinas intermediárias (modelo de treliça II e curvas S-N de barras retas)

Caso	Estribos (A_{sw}/s)	β
Sem transversinas intermediárias (Tabela 5.1)	6,98 cm ² /m ($\phi_s = 10$ mm; $s = 22,5$ cm; 2 ramos)	4,3
Com transversinas intermediárias	6,28 cm ² /m ($\phi_s = 10$ mm; $s = 25$ cm; 2 ramos)	4,6
	6,98 cm ² /m ($\phi_s = 10$ mm; $s = 22,5$ cm; 2 ramos)	5,0

- **Comparação entre as estimativas de vida útil e os índices de confiabilidade**

Comparando os valores calculados neste trabalho para as estimativas de vida útil (análise determinística) e índices de confiabilidade (análise probabilística) para as armaduras longitudinais (ativa e passiva), nota-se que as estimativas maiores que 1.000 anos correspondem a índices de confiabilidade maiores que o desejável ($\beta > 3,1$).

No que diz respeito aos estribos, as estimativas de vida útil e os respectivos índices de confiabilidade estão indicados na Figura 5.18 (utilizando $f_c = f_{cd}$ nas estimativas) e Figura 5.19 (utilizando $f_c = f_{ck}$ nas estimativas). Observa-se que, utilizando $f_c = f_{cd}$ no cálculo da vida útil, as estimativas maiores que 50 anos correspondem a índices de confiabilidade próximos ou maiores que o desejável. Verifica-se que algumas pontes com baixas estimativas na Figura 5.18, porém, apresentaram índices de confiabilidade próximos ao recomendável (pontes número 3, 7 e 20 na Tabela 5.4 e Tabela 5.6). Essas estimativas conservadoras para os estribos podem ser explicadas devido ao valor de projeto f_{cd} utilizado para a resistência do concreto, visto que as pontes, em sua maioria, tiveram suas estimativas aumentadas, quando se utiliza a resistência característica f_{ck} (Tabela 5.4). Com base na Figura 5.19, verifica-se que, quando se utiliza $f_c = f_{ck}$ no cálculo da vida útil, as estimativas maiores que 100 anos correspondem a índices de confiabilidade próximos ou maiores que o desejável. Em alguns casos na Tabela 5.4, a mudança no valor de f_c não alterou as estimativas (pontes número 1, 2, 17, 22). Isso ocorre porque pode acontecer de a parcela de resistência à força cortante V_c (que considera f_c) ser eliminada no cálculo de $|V_1 - V_2|$ na Equação (5.6).

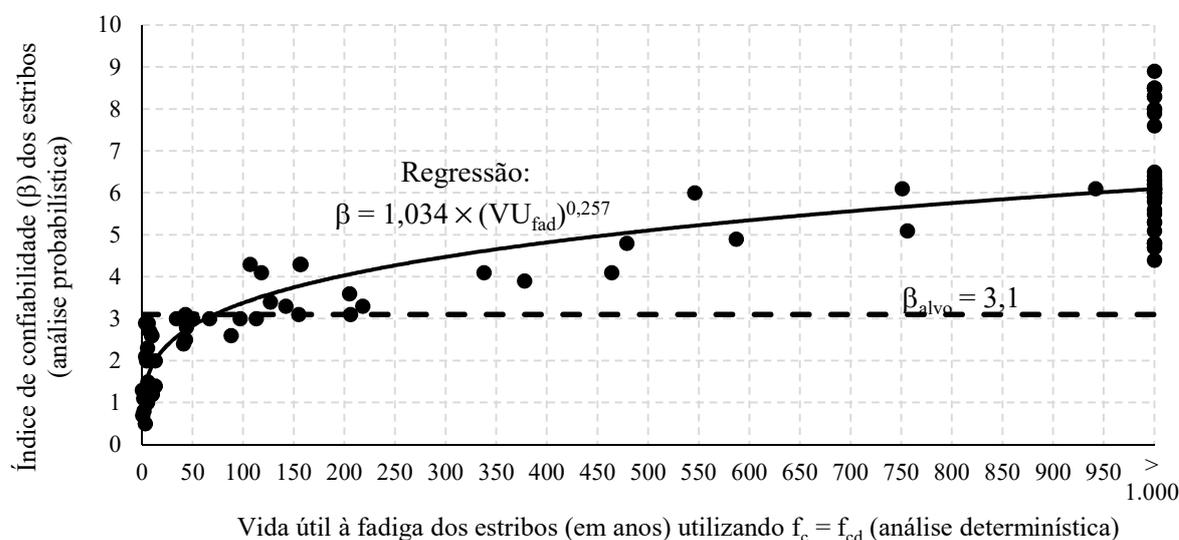


Figura 5.18 – Índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos e estimativas de vida útil à fadiga (utilizando $f_c = f_{cd}$) dos estribos (resultados para as curvas S-N de barra reta e barra dobrada)

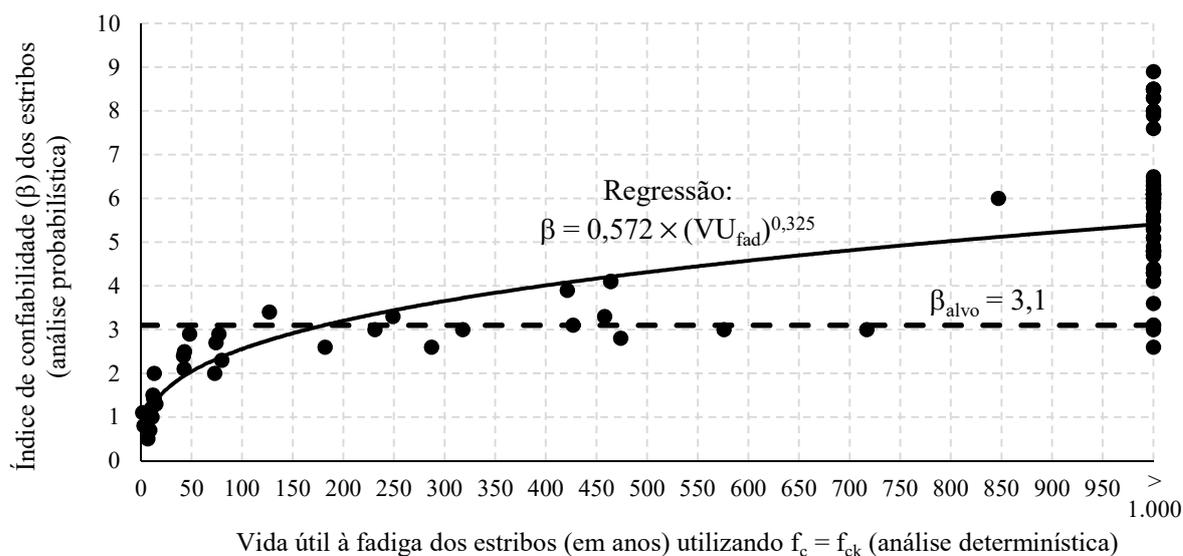


Figura 5.19 – Índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos e estimativas de vida útil à fadiga (utilizando $f_c = f_{ck}$) dos estribos (resultados para as curvas S-N de barra reta e barra dobrada)

- **Cálculo dos índices de confiabilidade pelo método FORM e por simulação**

A fim de complementar a análise realizada neste item, calculam-se os índices de confiabilidade de algumas pontes mediante a técnica de simulação LHS com o auxílio do MATLAB. Assim, comparam-se os valores calculados por simulação com aqueles obtidos mediante o método FORM no programa StRAnD (2008). Para o cálculo por simulação, avalia-se a equação de estado-limite (2.52) para uma quantidade de amostras $m_s = 10^6$ e calcula-se a probabilidade de falha conforme a Equação (2.50). O índice de confiabilidade é obtido de acordo com a Equação (2.48). Os índices de confiabilidade calculados por simulação são próximos daqueles obtidos com o método no FORM e as diferenças se limitam a 0,1. Ressalta-se que o maior valor de índice de confiabilidade analisado foi 4,3 (probabilidade de falha próxima de 10^{-5}). A obtenção de índices de confiabilidade maiores (correspondentes a probabilidades de falha menores), no caso do cálculo por simulação, requer uma quantidade elevada de amostras, que necessita de um tempo maior de processamento, o que inviabiliza o processo.

5.4.4 Redimensionamento das pontes utilizando $\Delta f_{sd,fad} = 190 \text{ MPa}$ para os estribos e reavaliação da segurança

Tendo em vista que os estribos de todas as pontes apresentaram índices de confiabilidade superiores ao recomendado pela *fib* (2012) (utilizando a curva S-N de barra reta

na análise de segurança), a variação limite de tensão de projeto à fadiga, $\Delta f_{sd,fad}$, da ABNT NBR 6118 (2014) é reavaliada nesse item. Nesse caso, todas as pontes da Tabela 5.1 são redimensionadas utilizando $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa para os estribos (o mesmo valor de barra reta para $\phi_s \leq 16$ mm), e os níveis de segurança são recalculados com base na metodologia já apresentada. Considera-se o modelo de treliça II (modelo mais refinado) com $\theta = 30^\circ$ tanto para o dimensionamento quanto para a avaliação da segurança, e utilizam-se as curvas S-N de barras retas para o cálculo das estimativas de vida útil e índices de confiabilidade.

As novas áreas de aço dos estribos, assim como as respectivas estimativas de vida útil e índices de confiabilidade à fadiga, estão indicadas na Tabela 5.10. Em todas as pontes, o dimensionamento dos estribos foi governado pelo ELU, isto é, a verificação de fadiga não afetou o cálculo das áreas de aço. Nas pontes da Tabela 5.10 que apresentam a mesma área de aço da Tabela 5.1 (pontes número 3, 4, 7, 9, 13, 14, 16, 17 e 18), o dimensionado realizado no item 5.1 também foi governado pelo ELU. Os estribos (todos com dois ramos) possuem diâmetros de 10 milímetros ou 12,5 milímetros com espaçamentos que variam de 15 centímetros a 30 centímetros. A taxa geométrica de armadura transversal (razão entre A_{sw}/s e a largura da alma da longarina) varia de 0,24% a 0,77%.

Verifica-se, na Tabela 5.10, que apenas as longarinas em concreto armado (pontes número 1 e 2) apresentam estimativas menores que 50 anos e índices de confiabilidade inferiores ao valor alvo para projeto ($\beta_{alvo} = 3,1$). Assim, para as longarinas protendidas avaliadas neste trabalho, o valor de $\Delta f_{sd,fad} = 85$ MPa previsto na ABNT NBR 6118 (2014) poderia ser aumentado para $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa, o que gera, em algumas pontes, economia na armadura transversal. Para as longarinas em concreto armado, por outro lado, justifica-se a utilização de valor reduzido para $\Delta f_{sd,fad}$, visto que os níveis de segurança para essas pontes foram satisfatórios quando se utilizou $\Delta f_{sd,fad} = 85$ MPa no dimensionamento (Tabela 5.2, Figura 5.12 e Figura 5.13). Além disso, é importante que sejam consideradas taxas maiores de armadura transversal para as longarinas em concreto armado, uma vez que elas não possuem o efeito favorável da protensão (força vertical no sentido oposto à aplicação das cargas e compressão). Em diversas pontes da Tabela 5.10 (54% dos casos), os índices de confiabilidade para os estribos são menores do que os valores apresentados na Tabela 5.6 para as armaduras longitudinais.

Tabela 5.10 – Áreas de aço para os estribos considerando $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa, estimativas de vida útil e índices de confiabilidade à fadiga (modelo de treliça II e curvas S-N de barras retas)

Número da ponte	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (%)	VU_{fad} (anos) utilizando $f_c = f_{ck}$	VU_{fad} (anos) utilizando $f_c = f_{cd}$	β
1	8,92	0,28	8,7	8,7	1,8
2	9,82	0,28	14,5	14,5	1,6
3	5,71	0,26	> 1.000	> 1.000	5,3
4	5,24	0,24	> 1.000	587	4,9
5	10,91	0,68	173	83,2	3,4
6	12,27	0,77	> 1.000	> 1.000	5,5
7	8,98	0,41	> 1.000	> 1.000	6,0
8	12,27	0,77	> 1.000	> 1.000	4,3
9	8,98	0,50	> 1.000	> 1.000	8,5
10	10,91	0,61	> 1.000	> 1.000	5,2
11	9,82	0,45	> 1.000	> 1.000	4,3
12	9,82	0,45	> 1.000	88,5	3,2
13	7,85	0,36	> 1.000	> 1.000	8,3
14	6,98	0,32	> 1.000	157	4,3
15	10,91	0,61	> 1.000	768	4,3
16	6,28	0,25	> 1.000	> 1.000	6,1
17	5,24	0,24	> 1.000	> 1.000	8,0
18	5,24	0,24	> 1.000	> 1.000	7,6
19	9,82	0,45	> 1.000	> 1.000	4,7
20	9,82	0,45	> 1.000	636	4,8
21	10,91	0,44	> 1.000	> 1.000	8,5
22	14,02	0,64	967	967	4,3

Nota: $\rho_{sw} = (A_{sw}/s)/b_w$ para a seção S_2 e $\rho_{sw} = (A_{sw}/s)/b_i$ para a seção S_1 .

Os novos índices de confiabilidade, apresentados na Tabela 5.10, estão indicados na Figura 5.20, em função do espaçamento entre as longarinas. Novamente, verifica-se bastante dispersão nos valores obtidos e nota-se que a maioria dos índices de confiabilidade menores que o valor médio β_m se refere às pontes com distâncias entre longarinas maiores que 2,7 metros, ou seja, os índices de confiabilidade tendem a diminuir com o aumento da distância entre as longarinas. Os valores β_i variam de 1,6 a 8,5, com o valor médio β_m igual a 5,2.

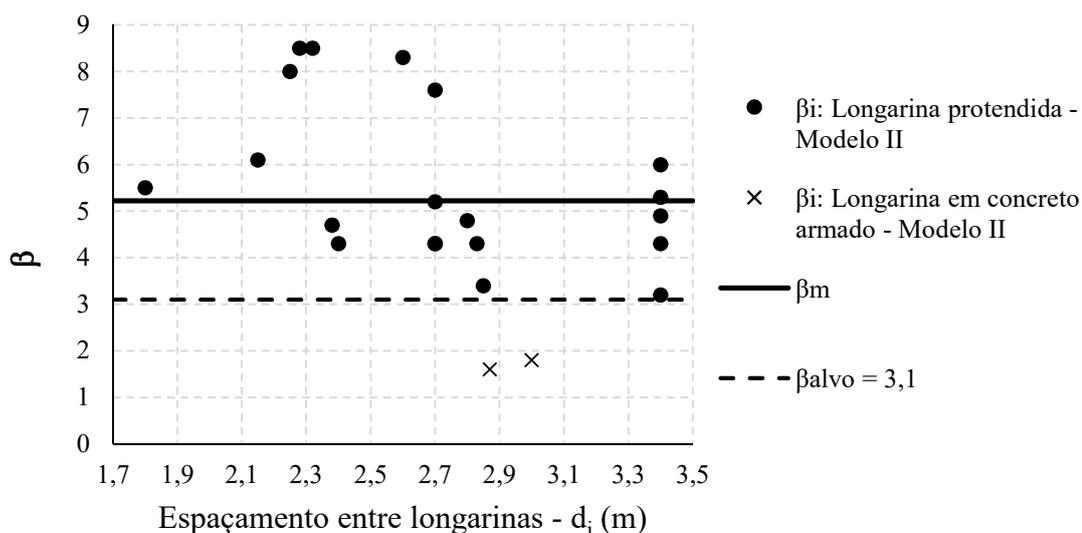


Figura 5.20 – Índices de confiabilidade para os estribos considerando o dimensionamento com $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa - modelo de treliça II e curva S-N de barra reta

5.4.5 Avaliação da segurança à fadiga de uma ponte com protensão completa

No intuito de avaliar a influência do nível de protensão na análise de segurança à fadiga, calculam-se os níveis de segurança da ponte número 12 (vão de 28 metros com três longarinas na Tabela 5.1) considerando protensão completa. Para os estribos, considera-se o modelo de treliça II com $\theta = 30^\circ$ e utilizam-se as curvas S-N de barras retas.

Mediante o dimensionamento no ELS, ELU e fadiga, as novas áreas de aço obtidas estão indicadas na Tabela 5.11, em que se apresentam também os valores referentes à protensão limitada (provenientes da Tabela 5.1). É importante mencionar que o dimensionamento dos estribos para a protensão completa foi governado pelo ELU. Assim, a armadura transversal indicada na Tabela 5.11 é válida para verificação de projeto à fadiga com $\Delta f_{sd,fad} = 85$ MPa ou $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa. Verifica-se que a armadura de flexão passiva para a protensão completa é desnecessária. Nesse caso, utiliza-se a taxa de 0,09% para esta armadura, que corresponde à $0,5\rho_{\min}$, em que ρ_{\min} é a taxa mínima de armadura de flexão (ativa e passiva) para vigas recomendada pela ABNT NBR 6118 (2014). O valor de $0,5\rho_{\min}$ foi obtido com base na taxa de armadura passiva positiva mínima para lajes protendidas armadas em uma direção, da ABNT NBR 6118 (2014), conforme recomenda o IBRACON (2015).

Tabela 5.11 – Áreas de aço para o dimensionamento da ponte número 12 com protensão limitada e completa

Protensão	Armadura ativa	Armadura passiva longitudinal	Estribos (A_{sw}/s)
Limitada	40 cm ² (40 cordoalhas)	24,13 cm ² (12 barras; $\phi_s = 16$ mm)	14,02 cm ² /m ($\phi_s = 12,5$ mm; $s = 17,5$ cm; 2 ramos)
Completa	48 cm ² (48 cordoalhas)	12,06 cm ² (6 barras; $\phi_s = 16$ mm)	8,98 cm ² /m ($\phi_s = 10$ mm; $s = 17,5$ cm; 2 ramos)

Nota: Considera-se aço CA-50 para a armadura passiva e aço CP 190 RB 12,7 para a armadura ativa.

Do mesmo modo que o projeto com protensão limitada, as estimativas de vida útil à fadiga para as armaduras longitudinais e transversais superaram 1.000 anos. Os índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos estão indicados na Tabela 5.12, em que se apresentam também os valores referentes à protensão limitada. Verifica-se que, com a protensão completa, os índices de confiabilidade aumentam e permanecem maiores do que o valor alvo para projeto ($\beta_{alvo} = 3,1$).

Tabela 5.12 – Índices de confiabilidade para a ponte número 12 considerando protensão limitada e completa

Protensão	Armadura ativa	Armadura passiva longitudinal	Estribos*
Limitada	3,7	3,7	4,4
Completa	5,4	4,3	5,0

Nota: *Valores obtidos utilizando a curva S-N de barra reta

É importante mencionar que a EN 1992-2 (2005) dispensa a verificação de projeto à fadiga das armaduras longitudinais no caso de elementos protendidos que apresentam somente tensão normal de compressão sob a combinação frequente de serviço (similar à protensão completa da ABNT NBR 6118, 2014). Os altos índices de confiabilidade apresentados na Tabela 5.12 para as armaduras longitudinais da protensão completa confirmam a dispensa de verificação de projeto indicada na EN 1992-2 (2005).

5.4.6 Considerações sobre a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga (capítulo 4) com base nos níveis de segurança obtidos no capítulo 5

No item 4.3, verifica-se que, no caso de pontes com múltiplas vigas e comprimento do vão de até 41 metros, o valor de 0,8 para o coeficiente de fadiga $\psi_{1,fad}$ corresponde melhor com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga. Para as pontes avaliadas neste capítulo 5, entretanto, infere-se que o valor $\psi_{1,fad} = 0,8$ será desnecessariamente conservador para a vida útil de projeto de 50 anos, se o valor de $\Delta f_{sd,fad}$ previsto na ABNT NBR 6118 (2014) for considerado na verificação de projeto.

No que diz respeito ao modelo proposto 3S3-500 (item 4.4), apresentam-se, na Figura 5.21 e Figura 5.22, os comparativos entre as solicitações do modelo proposto (com os coeficientes de fadiga e impacto) e as solicitações do TB450 (com CIV , CNF e $\psi_{1,fad} = 0,5$) para algumas pontes consideradas neste capítulo (longarinas de maiores solicitações nas pontes 1, 7, 12 e 22 da Tabela 5.1).

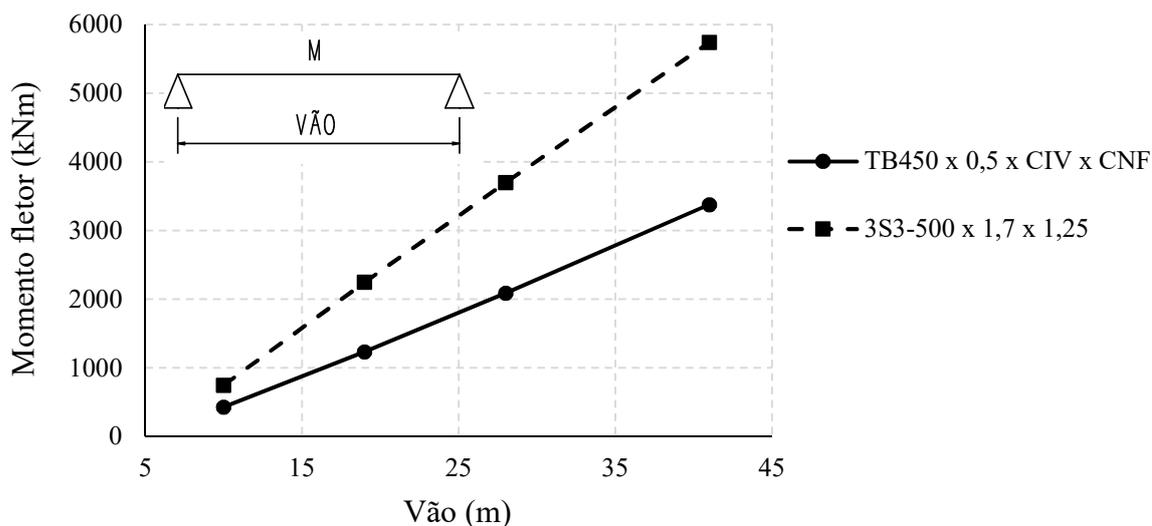


Figura 5.21 – Comparativo entre os modelos para o máximo momento fletor no vão

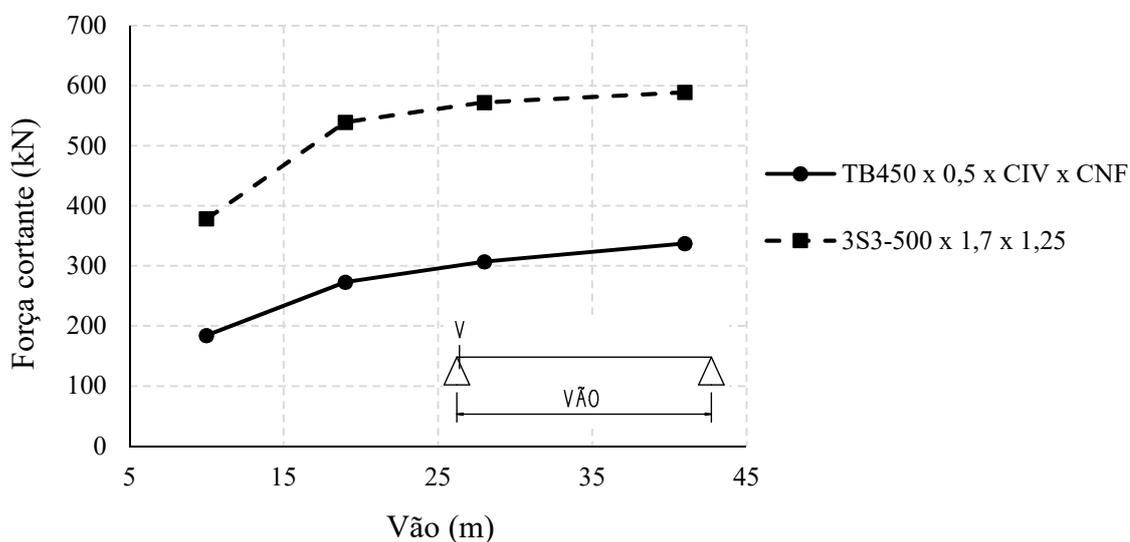


Figura 5.22 – Comparativo entre os modelos para a força cortante adjacente ao apoio

Na Figura 5.21 e Figura 5.22, verifica-se que o modelo 3S3-500 apresenta as maiores solicitações. Assim, para as pontes avaliadas neste capítulo 5, infere-se que a carga móvel 3S3-500 será desnecessariamente conservadora para a vida útil de projeto de 50 anos, se o valor de $\Delta f_{sd,fad}$ previsto na ABNT NBR 6118 (2014) for considerado na verificação de projeto.

Ressalta-se que o estudo apresentado no capítulo 4 necessita de análises de confiabilidade, de modo a considerar também a resistência. Além disso, o nível de segurança proporcionado pelo modelo 3S3-500, do ponto de vista dos índices de confiabilidade, deve ser avaliado para outros tipos de pontes como seções celulares e estruturas contínuas.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho avaliou o nível de segurança à fadiga que as normas brasileiras de projeto proporcionam em relação às pontes rodoviárias, principalmente as de concreto, com base em dados de pesagem em movimento (*weigh-in-motion* – WIM) de uma importante rodovia federal brasileira, a BR-381 (Rodovia Fernão Dias). Na primeira etapa do trabalho, o trem-tipo brasileiro foi avaliado em relação à abordagem de vida útil ilimitada à fadiga e um novo modelo de carga móvel foi desenvolvido para esse fim. Na segunda etapa da pesquisa, a vida útil à fadiga e os índices de confiabilidade à fadiga para o período de vida útil de projeto de 50 anos de diversas concepções de pontes de concreto foram avaliados, do ponto de vista das armaduras longitudinais e transversais das longarinas. No que diz respeito à base de dados utilizada para representar o tráfego, diversas estatísticas da frota de caminhões foram apresentadas.

6.1 Conclusões

Com base na primeira etapa do trabalho, em que se estuda a carga móvel sob o aspecto de vida útil ilimitada à fadiga para vãos biapoiados e contínuos de 10 metros a 70 metros, as seguintes conclusões podem ser formuladas:

- O modelo brasileiro de carga móvel, TB450, não apresenta uniformidade para os fatores de viés obtidos (razão entre as solicitações do tráfego e do modelo normativo). Em geral, o modelo vigente é compatível com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga no caso de pontes com maiores vãos e tabuleiros com múltiplas faixas. No caso de duas faixas rodoviárias, por exemplo, isso ocorre para vãos superiores a 50 metros no caso de pontes biapoiadas e 20 metros no caso de pontes contínuas. Para pontes de menores vãos, especialmente no caso de tabuleiros com uma ou duas faixas, o trem-tipo não tem característica de modelo para a vida útil ilimitada à fadiga.
- No caso particular de pontes com múltiplas longarinas, com duas faixas de tráfego e vãos biapoiados de até 40 metros, o coeficiente do TB450 para a fadiga, $\psi_{1,fad}$, com o valor de 0,8 condiz melhor com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga.
- O modelo proposto 3S3-500, que por sua vez possui veículo de projeto similar aos veículos das rodovias brasileiras, apresenta fatores de viés mais uniformes e corresponde melhor com o propósito de vida útil ilimitada à fadiga.

- Ao comparar as solicitações do modelo 3S3-500 com o trem-tipo TB450, considerando os coeficientes de fadiga e impacto, nota-se que para pontes de menores vãos, com até quatro faixas de tráfego, o modelo proposto gera solicitações maiores. Isso ocorre para os vãos menores que 30 metros no caso de pontes biapoiadas e 10 metros no caso de pontes contínuas. À medida que se aumentam a largura do tabuleiro ou o comprimento do vão, o modelo 3S3-500 tende a apresentar solicitações menores. O fato de o TB450 ser conservador para pontes com maiores vãos e tabuleiros mais largos deve-se principalmente à carga distribuída do trem-tipo.

Ressalta-se que esses apontamentos não concluem sobre a segurança à fadiga do modelo brasileiro, e sim sobre a correspondência dele em relação à vida útil ilimitada à fadiga. No que diz respeito à segunda etapa do trabalho, em que se avaliam a vida útil à fadiga e os índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos das longarinas de 22 concepções de pontes de concreto com vãos biapoiados de 10 metros a 41 metros, as seguintes conclusões podem ser apresentadas:

- Para a tipologia das pontes consideradas, as situações de múltiplas de presenças, com exceção de caminhões “lado a lado”, podem ser substituídas, sem prejuízo para a análise, pela passagem individual dos veículos. Além disso, o método de contagem de ciclos *Rainflow* pode ser substituído pelas solicitações máximas de veículos isolados e “lado a lado” nas seções consideradas.
- O dimensionamento das armaduras longitudinais (ativa e passiva) e transversais de acordo com as normas brasileiras assegura índices de confiabilidade à fadiga maiores do que o recomendado pela *fib* (2012). Assim, dadas as condições de projeto para o elenco das pontes estudadas (pontes com múltiplas longarinas biapoiadas em concreto armado e protendido), é pouco provável que essas armaduras falhem por fadiga. As estimativas de vida útil à fadiga excederam 100 anos e a maioria delas foi maior que 1.000 anos (vida útil ilimitada à fadiga). No caso dos estribos, os níveis de segurança satisfatórios são obtidos quando se utilizam as curvas S-N de barras retas na regra de Palmgren-Miner. Verifica-se que diversas pontes apresentam índices de confiabilidade para os estribos menores do que para as armaduras longitudinais, mesmo utilizando as curvas S-N de barras retas para a armadura transversal.
- A consideração de curvas S-N de barras dobradas para os estribos na regra de Palmgren-Miner gera conclusões pessimistas e inconsistentes sobre os níveis de segurança em

razão dos baixos índices de confiabilidade e estimativas de vida útil obtidos (diversas referências indicam que as curvas S-N de barras dobradas não se aplicam aos estribos).

- Para a finalidade de projeto, no entanto, recomenda-se utilizar, para as longarinas em concreto armado, valores reduzidos para o limite de variação de tensão para a verificação de fadiga dos estribos (conforme o valor de $\Delta f_{sd,fad}$ indicado na ABNT NBR 6118, 2014), já que essa consideração gerou níveis de segurança satisfatórios. Para as longarinas pretendidas avaliadas neste trabalho, por outro lado, o valor $\Delta f_{sd,fad} = 85$ MPa previsto na ABNT NBR 6118 (2014) poderia ser aumentado para $\Delta f_{sd,fad} = 190$ MPa, porque, mesmo com esse valor menos conservador, os níveis de segurança para os estribos foram satisfatórios. Essa alteração no valor de $\Delta f_{sd,fad}$ gera economia nas armaduras transversais nos casos em que o dimensionamento é governado pela verificação de fadiga.
- Verifica-se, em geral, que os índices de confiabilidade dos estribos tendem a diminuir com o aumento da distância transversal entre as longarinas. Isso se deve, principalmente, à ausência de transversinas intermediárias, uma vez que a consideração delas gerou o aumento do nível de segurança. É importante ressaltar que as transversinas intermediárias têm sido eliminadas nos projetos no Brasil, de modo a agilizar o processo construtivo.
- Comparando-se as estimativas de vida útil (análise determinística) com os índices de confiabilidade (análise probabilística) para os estribos, observa-se que, quando se utiliza a resistência de projeto do concreto ($f_c = f_{cd}$) no cálculo da vida útil, as estimativas maiores que 50 anos correspondem a índices de confiabilidade próximos ou superiores ao índice de confiabilidade recomendado pela *fib* (2012) para projeto. Quando se considera a resistência característica do concreto ($f_c = f_{ck}$) no cálculo da vida útil dos estribos, as estimativas maiores que 100 anos correspondem a índices de confiabilidade próximos ou superiores ao recomendado. Entretanto, devido à abordagem determinística para o cálculo da vida útil à fadiga, estimativas menores que 50 anos (utilizando $f_c = f_{cd}$) e menores que 100 anos (utilizando $f_c = f_{ck}$) para os estribos podem apresentar índices de confiabilidade satisfatórios. No caso das armaduras longitudinais (ativa e passiva), estimativas maiores que 1.000 anos correspondem a índices de confiabilidade satisfatórios.
- As estimativas de vida útil e os índices de confiabilidade para os estribos, em relação à fadiga, podem variar em função do modelo de treliça utilizado para o cálculo da variação

de tensão proveniente do tráfego (modelos I e II da ABNT NBR 6118, 2014). Em geral, a utilização do modelo II com $\theta = 30^\circ$ gera maiores níveis de segurança.

- No que diz respeito à carga móvel proposta neste trabalho para a vida útil ilimitada à fadiga, verifica-se que, para pontes de concreto consideradas (estruturas biapoiadas com múltiplas longarinas de até 41 metros de vão), ela apresenta solicitações de alta magnitude, maiores que o trem-tipo brasileiro para a verificação de fadiga. Assim, infere-se que o modelo proposto será desnecessariamente conservador para a vida útil de projeto de 50 anos, se o limite de variação de tensão para a verificação de fadiga ($\Delta f_{sd,fad}$) previsto na ABNT NBR 6118 (2014) for considerado na verificação de projeto. Ressalta-se que o estudo apresentado sobre a vida útil ilimitada à fadiga (capítulo 4) necessita de análises de confiabilidade, de modo a considerar também a resistência. Além disso, o nível de segurança proporcionado pelo modelo proposto deve ser avaliado para outros tipos de pontes como seções celulares e estruturas contínuas.

Do exposto conclui-se que, apesar de o trem-tipo brasileiro não ser compatível com a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga, conforme indicado na primeira parte deste trabalho, os critérios de dimensionamento das normas brasileiras, que incluem os coeficientes parciais de segurança e a tensão limite para verificação de fadiga $\Delta f_{sd,fad}$, garantem níveis de segurança à fadiga satisfatórios para as pontes de concreto com múltiplas longarinas biapoiadas, que representam uma parcela significativa das pontes construídas atualmente no Brasil.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

É importante ressaltar que as conclusões apresentadas neste trabalho podem ser reavaliadas mediante a consideração de dados de outras rodovias brasileiras. Além disso, o conhecimento das estatísticas brasileiras para as variáveis envolvidas, em especial a resistência à fadiga das armaduras, pode contribuir com a análise de segurança. Para dar continuidade a este trabalho, sugere-se:

- considerar outra configuração para a equação de estado-limite e reavaliar o ajuste das variáveis dependentes em relação às distribuições de probabilidades;
- realizar a análise de segurança à fadiga para lajes e transversinas, assim como obter os índices de confiabilidade para as pontes de seção celular e estruturas contínuas;
- considerar a degradação da estrutura e a corrosão das armaduras que podem ser fundamentais para o estudo de pontes em ambientes marinhos;

- avaliar a segurança à fadiga no concreto;
- realizar estudos teóricos e experimentais de análise dinâmica, de modo a reavaliar os fatores de amplificação dinâmica utilizados neste trabalho;
- avaliar a segurança à fadiga para pontes de aço;
- realizar a análise de confiabilidade para a abordagem de vida útil ilimitada à fadiga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. **Desenvolvimento do modelo de deterioração de pavimentos asfálticos com uso de instrumentação e sistema *weigh in motion***. Relatório final, 2016. Disponível em: <https://www.antt.gov.br/documents/359170/d3bf1d4c-9c2f-1651-df72-5711e5dc4134>. Acesso em: 31 ago. 2020.

ALBUQUERQUE, I. M. **Determinação da vida útil à fadiga em ponte de concreto armado considerando o espectro de veículos reais**. 2012. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012. Disponível em: <http://www.monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10006773.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

ALMEIDA, P. A. O; RODRIGUES, J. F. S; LIMA, A. B. **Critérios de otimização de projetos de pontes a partir de espectros de aceleração induzidas por veículos nos tabuleiros**. Relatório final da pesquisa realizada para concessionária da Rodovia pres. Dutra, LSE, 2010. Disponível em: http://portal-hml.antt.gov.br/backend/galeria/arquivos/Criterio_de_otimizacao_de_projetos_de_ponte_a_partir_de_espectros_de_aceleracoes_induzidas_por_veiculos_nos_tabuleiros.pdf. Acesso em: 31 ago. 2020.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 215R-74**: considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading. Detroit, 1992.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **LRFD Bridge Design Specifications**. Washington, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre, 1984 (substituída pela NBR 7188, 2013).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003 (substituída pela NBR 6118, 2014).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16694**: projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 1987 (substituída pela NBR 7187, 2003).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

BACHMAN, P. M.; KREGER, M. E.; BREEN, J. E. **An exploratory investigation of shear fatigue behavior of prestressed concrete girders** (Research Report 465-1). Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, 1987. Disponível em: <https://library.ctr.utexas.edu/digitized/texasarchive/phase2/465-1.pdf>. Acesso em: 17 nov. 2020.

BARONI, H. J. M. **Simulação da vida útil de fadiga do concreto em vigas de tabuleiro de pontes em função do fluxo de veículos pesados**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/26005>. Acesso em: 31 ago. 2020.

BECK, A.T. **Confiabilidade e Segurança das Estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2019.

BECK, A.T. **Curso de Confiabilidade Estrutural**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

BECK, A.T. **StRAnD – Structural Reliability Analysis and Design**: manual do usuário. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

BELISÁRIO, E. S. **Verificação à fadiga em pontes rodoviárias de concreto armado no Brasil**: avaliação de critério normativo simplificado. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015. Disponível em: <http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10014284.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

BENARD, A.; BOS-LEVENBACH, E. C. Het uitzetten van waarnemingen op waarschijnlijkheids-papier. *Statistica Neerlandica*, v. 7, p. 163–173, 1953.

BOSSO, M. **Uso da tecnologia *Weigh-in-Motion* para a caracterização do tráfego rodoviário e do excesso de carga em veículos comerciais**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018. DOI: 10.11606/D.3.2018.tde-31102018-153636. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3138/tde-31102018-153636/pt-br.php>. Acesso em: 31 ago. 2020.

BRITO, L. A. T.; BOCK, A. **Relatório Final de Pesquisa – Estudo do Espectro de Cargas dos Veículos Comerciais rodantes na BR-290/RS, Freeway, através do uso da técnica do *Weigh-in-Motion* (WIM)**. Porto Alegre, 2013.

CAIXETA, E. C. **Investigação experimental da fadiga em lajes de pontes com ou sem pré-lajes**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. DOI: 10.11606/D.3.2010.tde-20102010-151801.

Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-20102010-151801/pt-br.php>. Acesso em: 31 ago. 2020.

CARDOSO, S. D. **Pontes I: exemplo – pontes com duas longarinas**. Notas de aula do professor Sander David Cardoso, Instituto Mauá de Tecnologia, 2015.

CARNEIRO, A. L.; PORTELA, E. L.; BITTENCOURT, T. N. Development of Brazilian highway live load model for unlimited fatigue life. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 13, n. 4, e13407, 2020. DOI: <https://doi.org/10.1590/s1983-41952020000400007>. Disponível em: <https://www.scielo.br/pdf/riem/v13n4/1983-4195-riem-13-4-e13407.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

CARNEIRO, A. L. et al. Fatigue safety level provided by Brazilian design standards for a prestressed girder highway bridge. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. Em publicação, 2021.

CAVALCANTI, P. S. P. **Investigação experimental da fadiga ao cisalhamento em lajes de pontes com pré-lajes**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. DOI: 10.11606/D.3.2011.tde-28022011-170148. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-28022011-170148/pt-br.php>. Acesso em: 31 ago. 2020.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB 188: Fatigue of concrete structures: state of the art report**. Bulletin d' Information n. 188, Lausanne, 1988.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges**, 2003.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**, 2004.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1992-2: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete Bridges – Design and detailing rules**, 2005.

CRESPO-MINGUILLÓN, C.; CASAS, J. R. Fatigue reliability analysis of prestressed concrete bridges. **Journal of Structural Engineering**, v. 124, n. 12, p. 1458-1466, 1998.

DANTAS, J. P. R. **Investigação experimental da fadiga em lajes de pontes armadas com barras ou telas soldadas**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. DOI: 10.11606/D.3.2010.tde-20102010-160417. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-20102010-160417/pt-br.php>. Acesso em: 31 ago. 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Quadro de Fabricantes de Veículos**. Ministério dos Transportes, [2005?]. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/Pesagem/qfv%20pdf.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Quadro de Fabricantes de Veículos Versão 4.1**. Ministério dos Transportes, 2007. Disponível em:

http://www1.dnit.gov.br/Pesagem/sis_sgpv/QFV/QFV%20OFICIAL%204.1.pdf. Acesso em: 31 ago. 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Quadro de Fabricantes de Veículos**. Ministério dos Transportes, 2009. Disponível em: http://www1.dnit.gov.br/Pesagem/sis_sgpv/QFV/QFV%202009.pdf. Acesso em: 31 ago. 2020.

EL DEBS, M. K. et al. Análise das consequências do tráfego de combinações de veículos de carga (CVCs) sobre as pontes da rede viária sob jurisdição do DER-SP. **Revista Minerva**, São Carlos, v.1, n.1, p. 27-35, 2004. Disponível em: [http://www.fipai.org.br/Minerva%2001\(01\)%2004.pdf](http://www.fipai.org.br/Minerva%2001(01)%2004.pdf). Acesso em: 31 ago. 2020.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Model Code 2010**: Volume 1, 2012.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Model Code 2010**: Volume 2, 2010.

FERREIRA, L. M. **Aplicação da teoria da confiabilidade na obtenção de limites para o peso de veículos de carga em pontes de concreto**. 2006. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. DOI:10.11606/T.18.2006.tde-27072006-110602. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-27072006-110602/pt-br.php>. Acesso em: 31 ago. 2020.

FERREIRA, L. M.; NOWAK, A. S.; EL DEBS, M. K. Desenvolvimento de equações para a limitação do peso de veículos de carga em pontes de concreto através da teoria de confiabilidade. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 1, n. 4, p. 421-450, 2008. Disponível em: <https://www.scielo.br/pdf/riem/v1n4/05.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto**: Solicitações Tangenciais. São Paulo: Pini Ltda., 2008.

GASPAR, R. **Dimensionamento das almas de pontes celulares**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003. DOI: 10.11606/T.3.2003.tde-20072009-181059. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-20072009-181059/publico/Tese_Ricardo_Gaspar_OK.pdf. Acesso em: 20 nov. 2020.

GINDY, M.; NASSIF, H. H. Multiple Presence Statistics for Bridge Live Load Based on Weigh-in-Motion Data. **Journal of the Transportation Research Board**, v. 2028, n. 1, p. 125-135, 2007. DOI: <https://doi.org/10.3141/2028-14>.

GROSS, S.; BURNS, N. **Field Performance of Prestressed High Performance Concrete Highway Bridges in Texas**. Research Report n. 9-580/589-2. Center for Transportation Research at the University of Texas at Austin, Texas Department of Transportation, FHWA, 2000. Disponível em: https://ctr.utexas.edu/wp-content/uploads/pubs/9_580_589_2.pdf. Acesso em: 31 ago. 2020.

HASOFER, A. M.; LIND, N. C. Exact and Invariant Second Moment Code Format. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, v. 100, n. 1, p. 111-121, 1974.

HIGGINS, C.; LEE, A-Y.; POTISUK, T.; FORREST, R. High-Cycle Fatigue of Diagonally Cracked RC Bridge Girders: Laboratory Tests. **Journal of Bridge Engineering**, v. 12, n. 2, p. 226-236, 2007. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2007\)12:2\(226\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2007)12:2(226)).

HIGGINS, C. et al. **Assessment Methodology for Diagonally Cracked Reinforced Concrete Deck Girders** (Final Report SPR 350 – SR 500-91). Oregon Department of Transportation and Federal Highway Administration, 2004.

HILLEBRAND, M.; HEGGER, J. Fatigue Testing of Shear Reinforcement in Prestressed Concrete T-Beams of Bridges. **Applied Sciences**, v. 10, n. 16, 5560, 2020. DOI: <https://doi.org/10.3390/app10165560>.

HILLEBRAND, M.; TEWORTE, F.; HEGGER, J. Shear fatigue of prestressed I-beams with shear reinforcement. **Structural Concrete**, p. 1-15, 2020. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.202000187>.

HIRATA, F. P.; ANDRADE, R. G. M.; DELLA BELLA, J. C. Análise comparativa entre modelos de predição de norma e dados de ensaios na determinação da resistência ao cisalhamento. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 6, n. 6, p. 875-902, 2013. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952013000600004>. Disponível em: https://www.scielo.br/pdf/riem/v6n6/pt_a04v6n6.pdf. Acesso em: 17 nov. 2020.

HWAN OH, B. Fatigue analysis of plain concrete in flexure. **Journal of Structural Engineering**, v. 112, n. 2, p. 273–288, 1986. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1986\)112:2\(273\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:2(273)).

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Comentários e Exemplos de aplicação da ABNT NBR 6118:2014**. São Paulo: IBRACON, 2015.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 13822: Bases for design of structures – Assessment of existing structures**, 2010.

JACOB, B.; LABRY, D. Evaluation of the effects of heavy vehicles on bridges: fatigue. *In*: 7th International symposium on heavy vehicle weights & dimensions. **Proceedings** [...]. Delft, 2002.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **JCSS Probabilistic Model Code**, 2001. Disponível em: <https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code/>. Acesso em: 31 ago. 2020.

JUNGES, P. **Análise de fadiga em pontes curtas de concreto armado a partir de dados de sistemas B-WIM**. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

KULICKI, J. M. et al. **Bridges for Service Life Beyond 100 Years: Service Limit State Design**. SHRP 2 Report S2-R19B-RW-1, Transportation Research Board, Washington, DC, 2015. Disponível em: <http://www.trb.org/Publications/Blurbs/170201.aspx>. Acesso em: 31 ago. 2020.

LARANJEIRAS, A. C. R. Fadiga das estruturas de concreto. *In*: II Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. **Trabalhos apresentados** [...]. São Paulo, 1990.

LARANJEIRAS, A. C. R. **O cálculo à fadiga segundo a Norma Modelo CEB-FIP 1990**. Tema VII do ciclo de Palestras para discussão da norma modelo CEB-FIP, Rio de Janeiro, 1991.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**, v. 1. Tradução: David Fridman. Revisão técnica: João Luís Escosteguy Merino e Pedro Paulo Sayão Barreto. - 2. reimpr. - Rio de Janeiro: Interciência, 1982.

LUCHI, L. A. R. **Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006. DOI:10.11606/T.3.2006.tde-15122006-104605. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-15122006-104605/publico/LorenzoAugustoRuschiELuchi.pdf>. Acesso em: 20 nov. 2020.

MANKAR, A. et al. Probabilistic reliability framework for assessment of concrete fatigue of existing RC bridge deck slabs using data from monitoring. **Engineering Structures**, v. 201, n. 109788, p. 1-11, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109788>. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029619300045>. Acesso em: 31 ago. 2020.

MANKAR, A.; RASTAYESH, S.; SORENSEN, J. D. Fatigue reliability analysis of crê de l'Anneau viaduct: a case study. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 16, n. 4, p. 762-771, 2020. DOI: <https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1633361>.

MARTHA, L. F. **Ftool: Two-dimensional Frame Analysis Tool – Versão 4.00**. Instituto Tecgraf/PUC-Rio, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018. Disponível em: <https://www.ftool.com.br/Ftool/>. Acesso em: 31 ago. 2020.

MASCARENHAS, F. J. R. **Verificação à fadiga de vigas de pontes de concreto armado: estudo comparativo entre o uso do trem-tipo normativo e as cargas reais nas rodovias brasileiras**. 2019. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2019. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/12157>. Acesso em: 31 ago. 2020.

MELCHERS, R. E.; BECK, A. T. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. 3. ed. John Wiley & Sons Ltd, 2018.

MOTA, H. C. **Esforços extremos em pontes para modelo dinâmico de cargas móveis no Brasil**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/pt/dissertacoes-de-mestrado/590-msc-pt-2017/8625-hugo-campelo-mota>. Acesso em: 31 ago. 2020.

NAAMAN, A. E.; SIRIAKSORN, A. Reliability of Partially Prestressed Beams at Serviceability Limit States. **PCI Journal**, v. 27, n. 6, p. 66-85, 1982.

NATAF, A. **Détermination des distributions de probabilités dont les marges sont donnés.** Comptes Rendus de l'Académie des Sciences, v. 225, p. 42-43, 1962.

NOVA, S. J. S. **Avaliação da segurança de pontes de concreto protendido sob solicitações normais com base na teoria da confiabilidade.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade estadual de Campinas, Campinas, 2017. Disponível em: <http://repositorio.unicamp.br/handle/REPOSIP/322205>. Acesso em: 31 ago. 2020.

NOVA, S. J. S.; SILVA, M. C. A. T. Avaliação da confiabilidade de pontes em concreto protendido sob solicitações normais. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 13, n. 2, p. 274-286, 2017a. DOI: <https://doi.org/10.5216/reec.v13i2.44661>. Disponível em: <https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/44661/pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

NOVA, S. J. S.; SILVA, M. C. A. T. Cálculo dos coeficientes parciais de segurança para pontes de concreto protendido sob solicitações normais com base na teoria da confiabilidade. *In: 59º Congresso Brasileiro do concreto. Anais [...].* Bento Gonçalves, 2017b.

NOWAK, A.S. **Calibration of the LRFD Bridge Design Code.** NCHRP Report 368, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 1999. Disponível em: http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_368.pdf. Acesso em: 31 ago. 2020.

NOWAK, A. S.; COLLINS, K. **Reliability of Structures.** New York: McGraw-Hill, 2013.

OLSSON, A.; SANDBERG, G.; DAHLBLOM, O. On latin hypercube sampling for structural reliability analysis. **Structural Safety**, v. 25, n. 1, p. 47-68, 2003. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00039-5](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00039-5).

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

PLOS, M. et al. **Non-Linear Analysis and Remaining Fatigue Life of Reinforced Concrete Bridges** (Background document D4.5). Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives, 2007. Disponível em: <http://ltu.diva-portal.org/smash/get/diva2:1337427/FULLTEXT01.pdf>. Acesso em: 17 nov. 2020.

PORTELA, E. L. **Analysis and development of a live load model for Brazilian concrete bridges based on WIM data.** 2018. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018. DOI: 10.11606/T.3.2018.tde-11122018-151658. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-11122018-151658/pt-br.php>. Acesso em: 31 ago. 2020.

PORTELA, E. L. et al. Single and Multiple Presence Statistics for Bridge Live Load Based on Weigh-in-Motion Data. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 6, p. 1163-1173, 2017. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952017000600002>. Disponível em: <https://www.scielo.br/pdf/riem/v10n6/1983-4195-riem-10-06-01163.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

RACKWITZ, R.; FIESSLER, B. Structural reliability under combined random load sequences. **Computers & Structures**, v. 9, n. 5, p. 489-494, 1978. DOI: [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(78\)90046-9](https://doi.org/10.1016/0045-7949(78)90046-9).

RODRIGUES, J. F. S.; CASAS, J. R.; ALMEIDA, P. A. O. Fatigue-safety assessment of reinforced concrete (RC) bridges: application to the Brazilian highway network. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 9, n. 6, 601-616, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1080/15732479.2011.598939>.

ROCHA, M.; BRÜWHILER, E. Prediction of fatigue life of reinforced concrete bridges using Fracture Mechanics. *In: Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. Proceedings [...]*. London, 2012.

ROSSIGALI, C. E. **Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no Brasil**. 2013. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013. Disponível em: <http://www.coc.ufjf.br/pt/teses-de-doutorado/379-2013/4214-carlos-eduardo-rossigali>. Acesso em: 31 ago. 2020.

ROSSIGALI, C. E. et al. Towards actual Brazilian traffic load models for short span highway bridges. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 2, p. 124-139, 2015. DOI: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000200005>. Disponível em: <https://www.scielo.br/pdf/riem/v8n2/1983-4195-riem-08-02-00124.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

ROSSIGALI, C. E.; PFEIL, M. S.; SAGRILO, L. V. S. Update in values of traffic effects on Brazilian short span bridges. *In: 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. Proceedings [...]*. Foz do Iguaçu, 2016.

RÜSCH, H. **Berechnungstafeln für rechtwinklige Fahrbahnplatten von Straßenbrücken**. Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1965.

SAGRILO, L. V. S.; LIMA, E. C. P. **Confiabilidade Estrutural: métodos analíticos FORM/SORM**. Notas de aula – Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, [2010?].

SANTIAGO, W. C. **Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança das principais normas brasileiras de projeto estrutural**. 2019. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019. DOI:10.11606/T.18.2019.tde-03042019-092619. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-03042019-092619/pt-br.php>. Acesso em: 31 ago. 2020.

SANTIAGO, W. C. **Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural**. 2017. Qualificação (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

SANTIAGO, W. C.; KROETZ, H. M.; BECK, A. T. Calibração baseada em confiabilidade das normas brasileiras usadas em projetos de estruturas de concreto. **Revista IBRACON de**

Estruturas e Materiais, v. 12, n. 6, p. 1288-1304, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1590/s1983-41952019000600004>. Disponível em: https://www.scielo.br/pdf/riem/v12n6/pt_1983-4195-riem-12-06-1288.pdf. Acesso em: 31 ago. 2020.

SANTIAGO, W. C. et al. Reliability-based calibration of main Brazilian structural design codes. **Lat. Am. J. Solids Struct.** [online], v. 17, n. 1, e245, 2020. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/1679-78255754>. Disponível em: <https://www.scielo.br/pdf/lajss/v17n1/1679-7825-lajss-17-01-e245.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

SANTOS, K. R. M.; BECK, A. T. A benchmark study on intelligent sampling techniques in Monte Carlo simulation. **Lat. Am. J. Solids Struct.** [online], v. 12, n. 4, p. 624-648, 2015. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/1679-78251245>. Disponível em: <https://www.scielo.br/pdf/lajss/v12n4/1679-7825-lajss-12-04-00624.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

SANTOS, L. F. Desenvolvimento de um novo modelo de cargas móveis para verificação de fadiga em pontes rodoviárias. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013. Disponível em: <http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10008299.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2020.

SANTOS, L. F.; PFEIL, M. S. Desenvolvimento de modelo de cargas móveis para verificação de fadiga em pontes rodoviárias. *In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Anais [...]*. Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: http://www.abpe.org.br/trabalhos/trab_36.pdf. Acesso em: 31 ago. 2020.

SCHLÄFLI, M.; BRÜHWILER, E. Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs. **Engineering Structures**, v. 20, n. 11, p. 991–998, 1998. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00194-6](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00194-6).

SOUZA, C. et al. Fatigue analysis of box-girder webs subjected to in-plane shear and transverse bending induced by railway traffic. **Engineering Structures**, v. 54, p. 248-261, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.04.008>.

STUCCHI, F. R. **Pontes e grandes estruturas** (notas de aula). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

STUCCHI, F. R.; SKAF, K. J. **Pontes e grandes estruturas**: projeto de superestrutura em concreto protendido. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

STUCCHI, F. R.; LUCHI, L. A. R. Real road load compared to standard load for Brazilian bridges. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering**, v. 168, n. 3, p. 245-258, 2015. DOI: <https://doi.org/10.1680/jbren.13.00028>.

SUSTAINABLE BRIDGES. **Guideline for load and resistance assessment of existing European railway bridges**: Advices on the use of advanced methods. Technical Report, 6th Framework Programme, 2007a.

SUSTAINABLE BRIDGES (CASAS, J. R. et al). **Safety and probabilistic modelling background document D4.4**. Technical Report, 6th Framework Programme, 2007b.

TADROS, M. et al. **NCHRP Report 496**: Prestress Losses in Pretensioned High-Strength Concrete Bridge Girders. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, 2003. Disponível em: https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_496.pdf. Acesso em: 31 ago. 2020.

TIMERMAN, J.; BEIER, M. **Considerações sobre a revisão da ABNT NBR 7188**. Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2012.

WANG, C. S. et al. Fatigue Reliability Assessment Method for Concrete Girder Bridges. *In*: International Conference on Maintenance, Monitoring, Safety, Risk and Resilience of Bridges and Bridge Networks. **Proceedings** [...]. IABMAS, 2016.

WASSEF, W. G. et al. **NCHRP Project 12-83**: Calibration of AASHTO LRFD Concrete Bridge Design Specifications for Serviceability. Transportation Research Board of the National Academies, 2014. Disponível em: <http://www.trb.org/Publications/Blurbs/170575.aspx>. Acesso em: 31 ago. 2020.

YAN, D. et al. Lifetime fatigue reliability evaluation of short to medium span bridges under site-specific stochastic truck loading. **Advances in Mechanical Engineering**, v. 9, n. 3, p. 1-12, 2017. DOI: <https://doi.org/10.1177/1687814017695047>. Disponível em: <https://journals.sagepub.com/doi/pdf/10.1177/1687814017695047>. Acesso em: 31 ago. 2020.

APÊNDICE A – Informações complementares dos veículos e histogramas

Neste apêndice, apresentam-se estatísticas complementares para as classes indicadas na Tabela 3.3. Os valores apresentados, no entanto, são apenas informativos, visto que as solicitações calculadas neste trabalho se basearam nos dados individuais de cada veículo obtido do sistema WIM.

Nas Tabelas A.1 e A.2, apresentam-se, para cada classe, o percentual médio do PBT (Peso Bruto Total) que cabe a cada eixo e a distância média entre eixos, respectivamente. Da Figura A.1 à Figura A.12, apresentam-se os histogramas de PBT. Da Figura A.13 à Figura A.15, apresentam-se os histogramas de peso para o primeiro eixo, para o tandem duplo e para o tandem triplo da classe 3M6 (classe correspondente ao maior PBT obtido). Na Figura A.16, apresenta-se o histograma de peso para o eixo individual traseiro da classe 3I3 (classe com maior PBT que apresenta eixos individuais traseiros na Tabela 3.3). No eixo horizontal dos histogramas, indicam-se os pesos médios referentes a cada intervalo.

Tabela A.1 – Percentual médio do peso bruto total que cabe a cada eixo

Classe (DNIT)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
2C	41%	59%							
2S1	29%	33%	38%						
3C	30%	39%	31%						
2S2	26%	30%	24%	20%					
2I2	23%	34%	22%	20%					
4CD	22%	20%	33%	26%					
2S3	14%	25%	19%	21%	21%				
3S2	21%	21%	16%	23%	19%				
3S3	13%	19%	15%	17%	18%	17%			
3I3	13%	17%	14%	19%	19%	18%			
3D4	12%	16%	14%	15%	15%	14%	15%		
3M6	9%	12%	12%	11%	12%	11%	11%	11%	11%

Nota: P1 refere-se ao percentual do PBT que cabe ao primeiro eixo (eixo dianteiro), P2 ao segundo eixo, e assim por diante.

Tabela A.2 – Distância média entre eixos, em metros

Classe (DNIT)	d12	d23	d34	d45	d56	d67	d78	d89
2C	5,6							
2S1	3,7	8,7						
3C	5,6	1,3						
2S2	3,7	8,9	1,3					
2I2	3,6	7,8	3,4					
4CD	2,0	4,5	1,3					
2S3	3,8	6,7	1,2	1,2				
3S2	3,5	1,3	9,3	1,3				
3S3	3,6	1,3	6,0	1,3	1,3			
3I3	3,6	1,3	5,0	2,6	2,6			
3D4	3,6	1,3	5,5	1,2	4,0	1,2		
3M6	3,5	1,4	6,9	1,2	1,2	5,8	1,2	1,2

Nota: d12 refere-se à distância média entre o primeiro e o segundo eixos, d23 à distância média entre o segundo e terceiro eixos, e assim por diante.

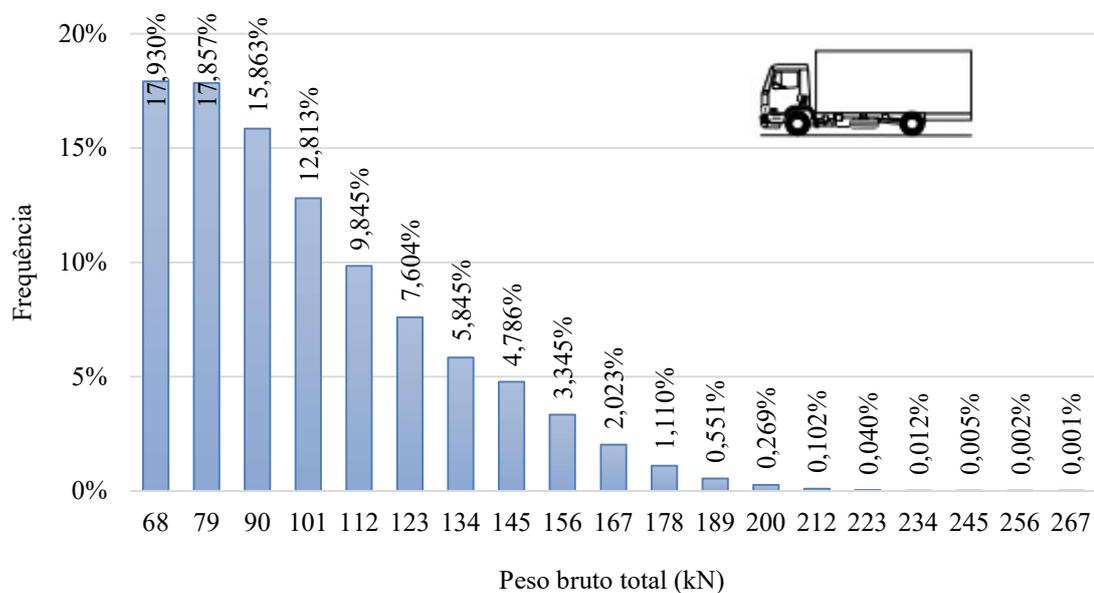


Figura A.1 – Histograma do peso bruto total para a classe 2C

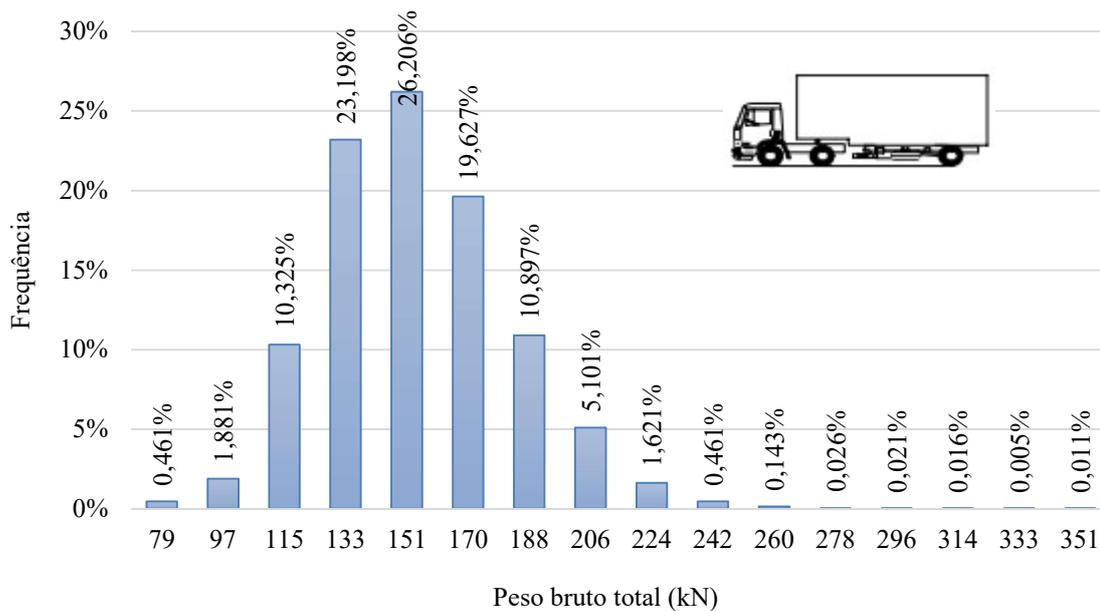


Figura A.2 – Histograma do peso bruto total para a classe 2S1

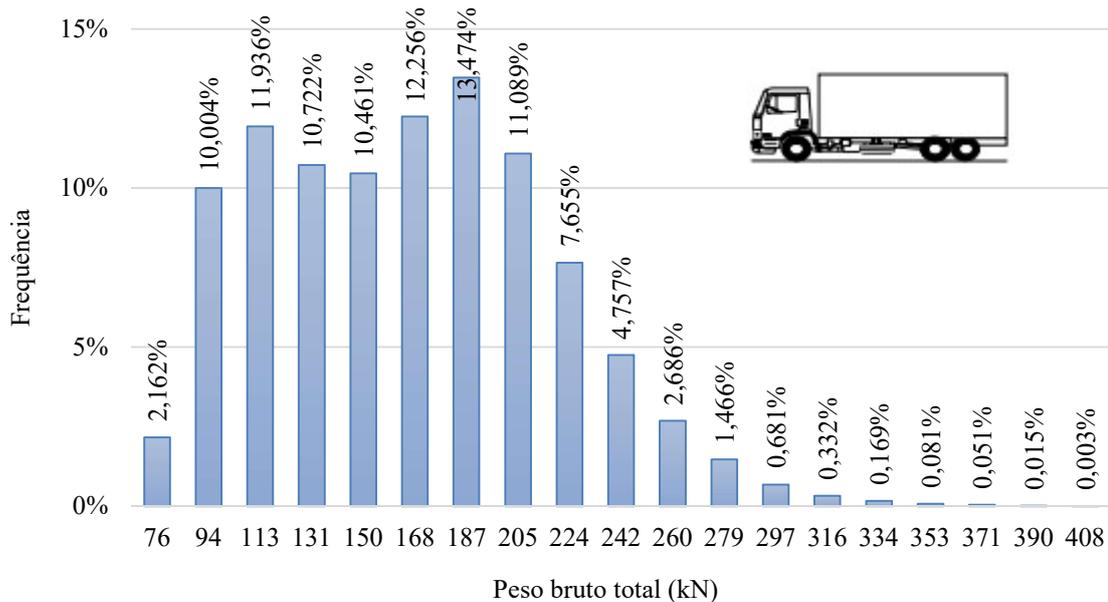


Figura A.3 – Histograma do peso bruto total para a classe 3C

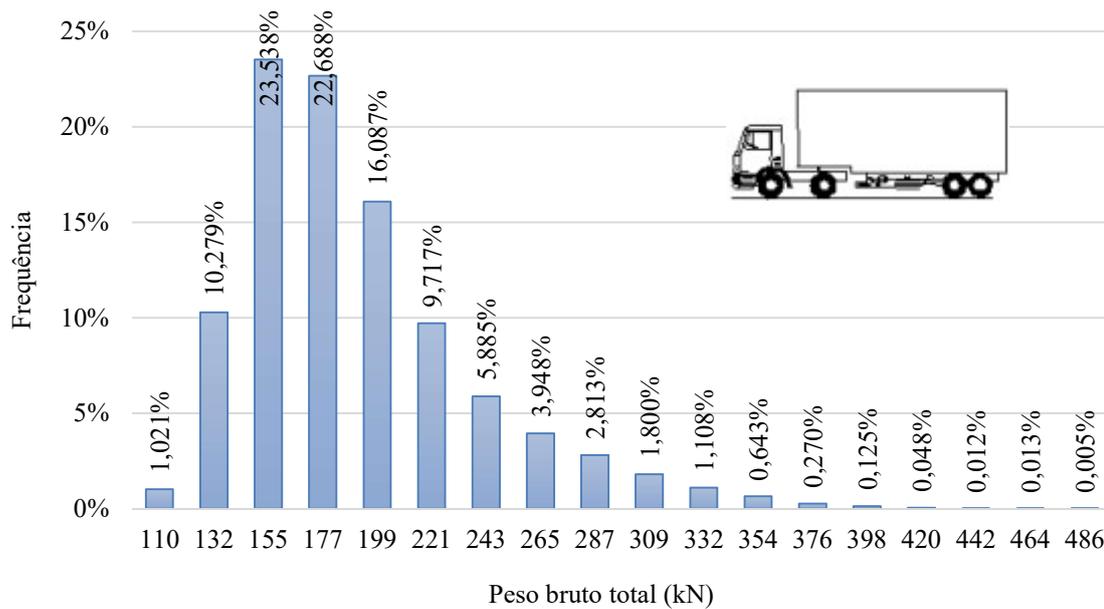


Figura A.4 – Histograma do peso bruto total para a classe 2S2

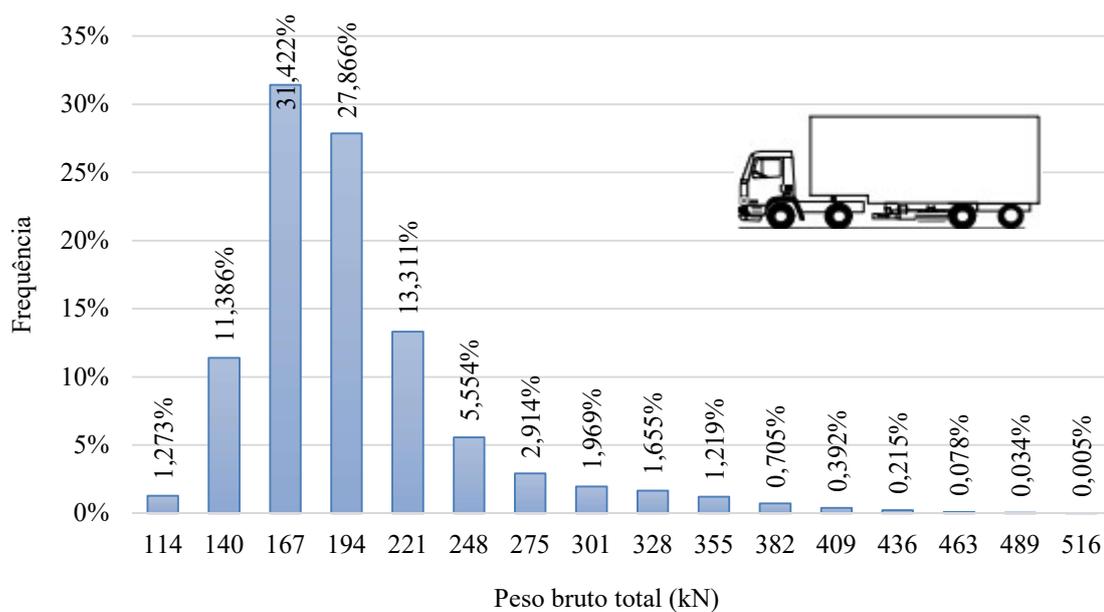


Figura A.5 – Histograma do peso bruto total para a classe 2I2

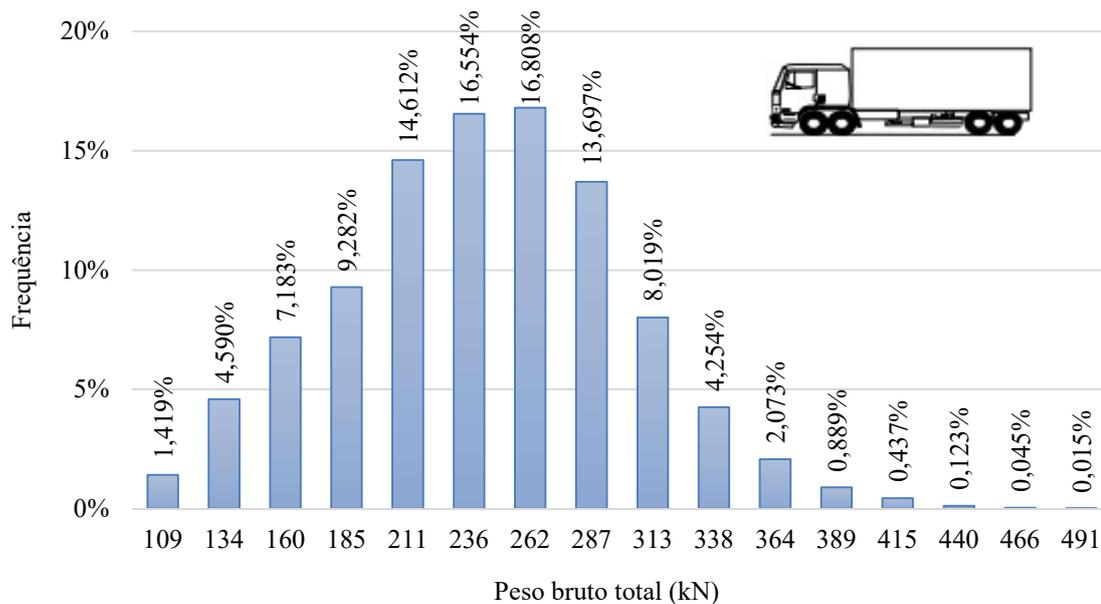


Figura A.6 – Histograma do peso bruto total para a classe 4CD

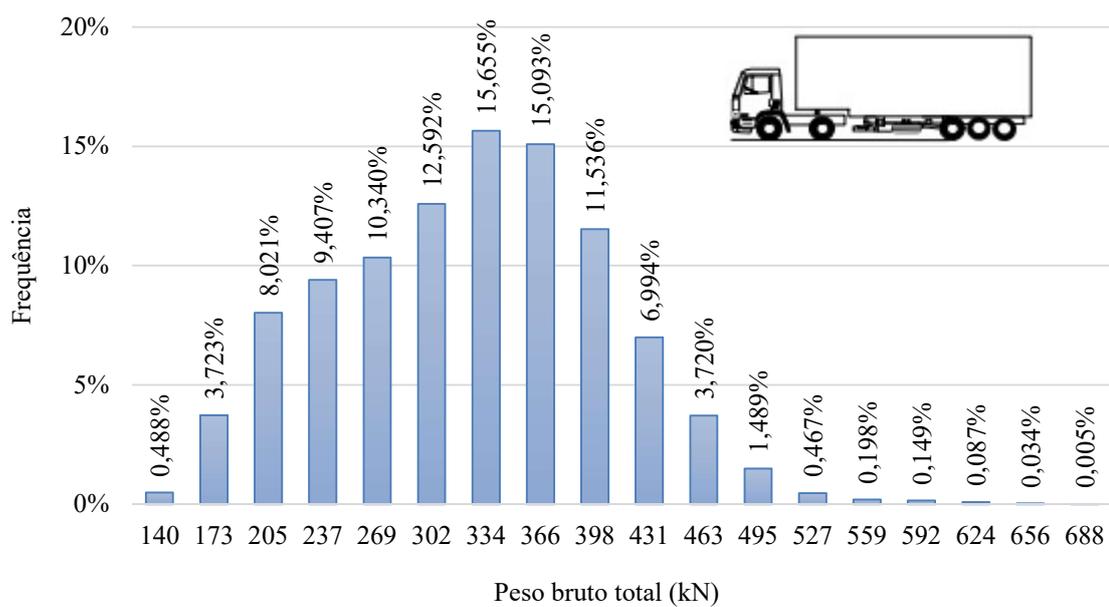


Figura A.7 – Histograma do peso bruto total para a classe 2S3

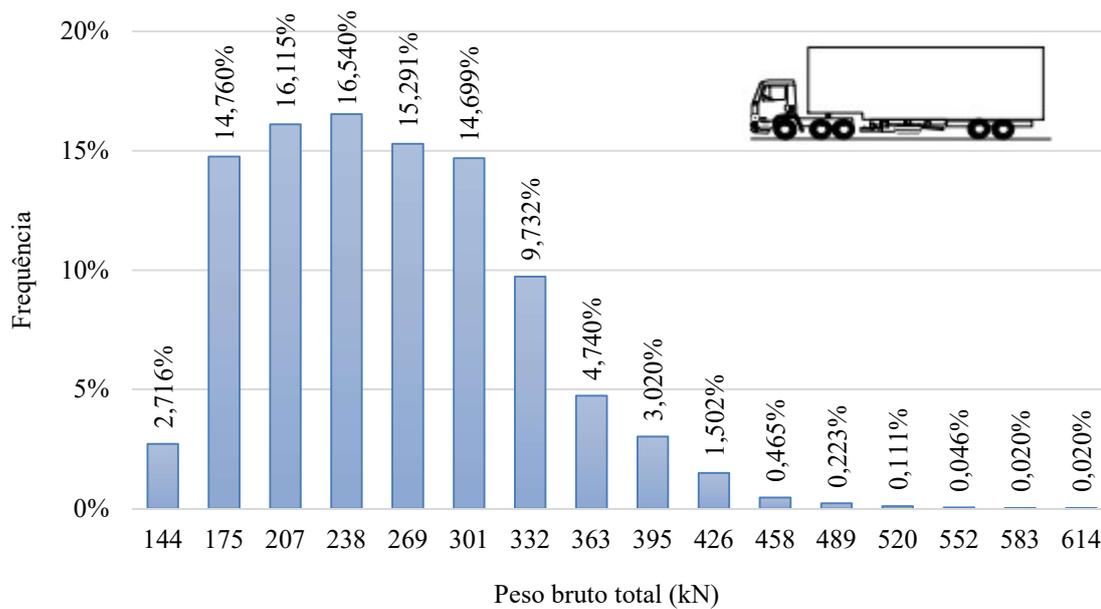


Figura A.8 – Histograma do peso bruto total para a classe 3S2

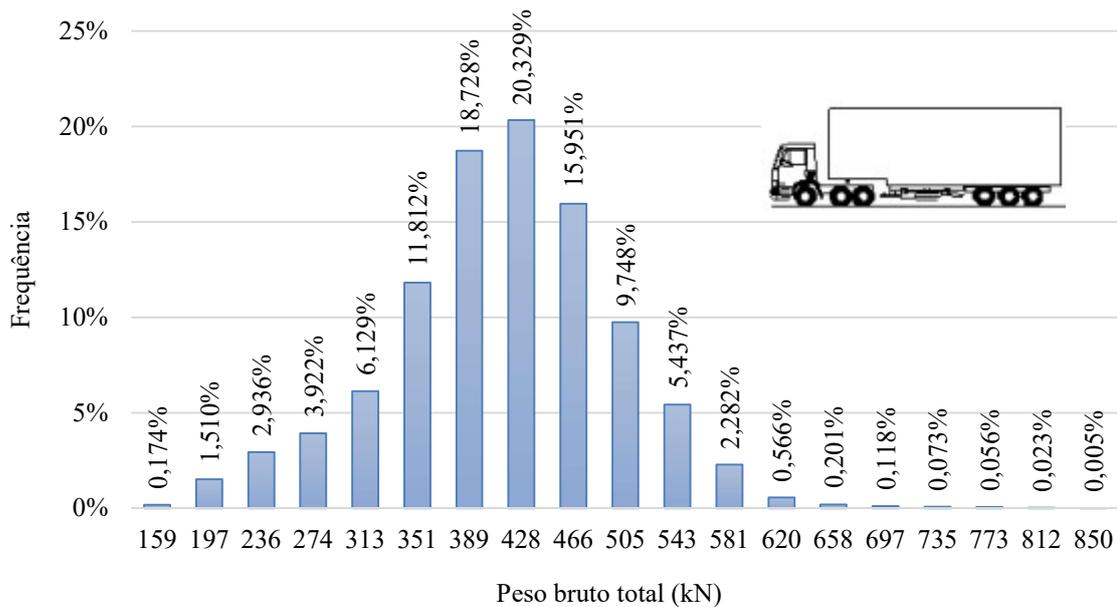


Figura A.9 – Histograma do peso bruto total para a classe 3S3

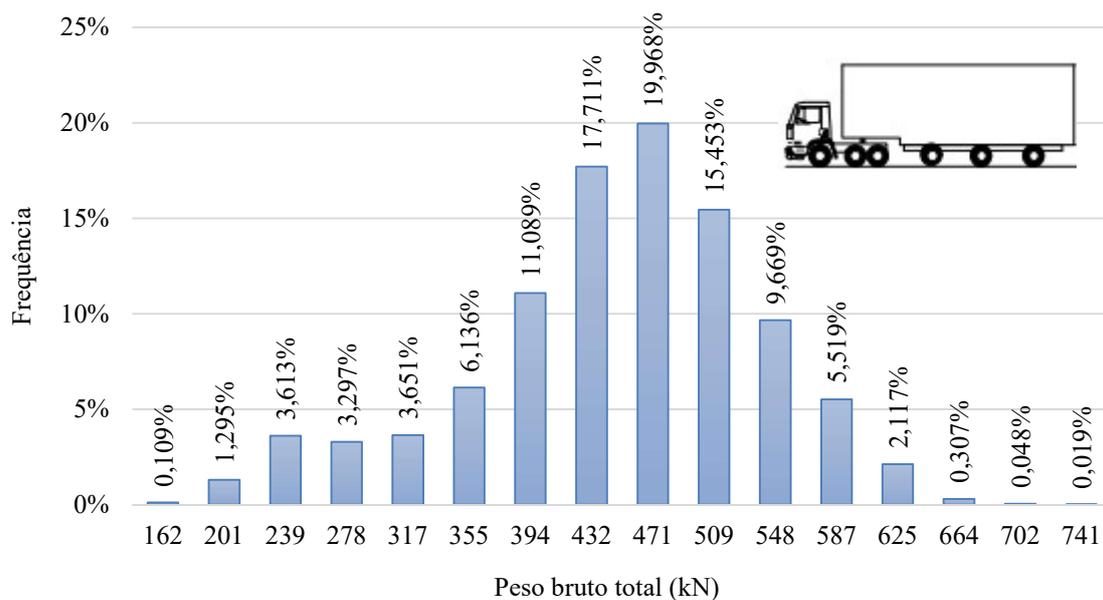


Figura A.10 – Histograma do peso bruto total para a classe 3I3

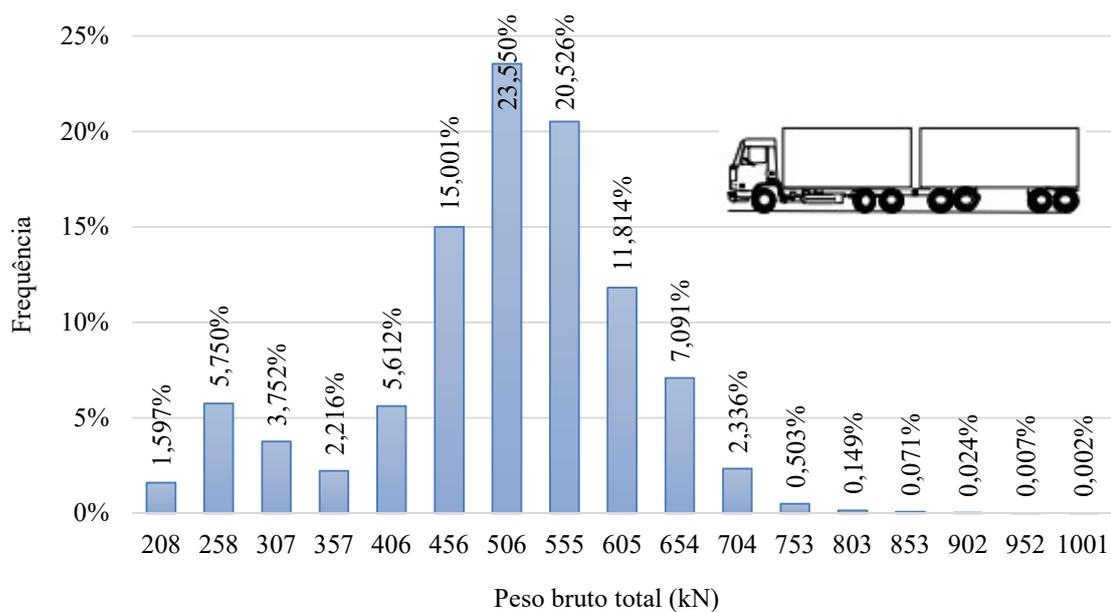


Figura A.11 – Histograma do peso bruto total para a classe 3D4

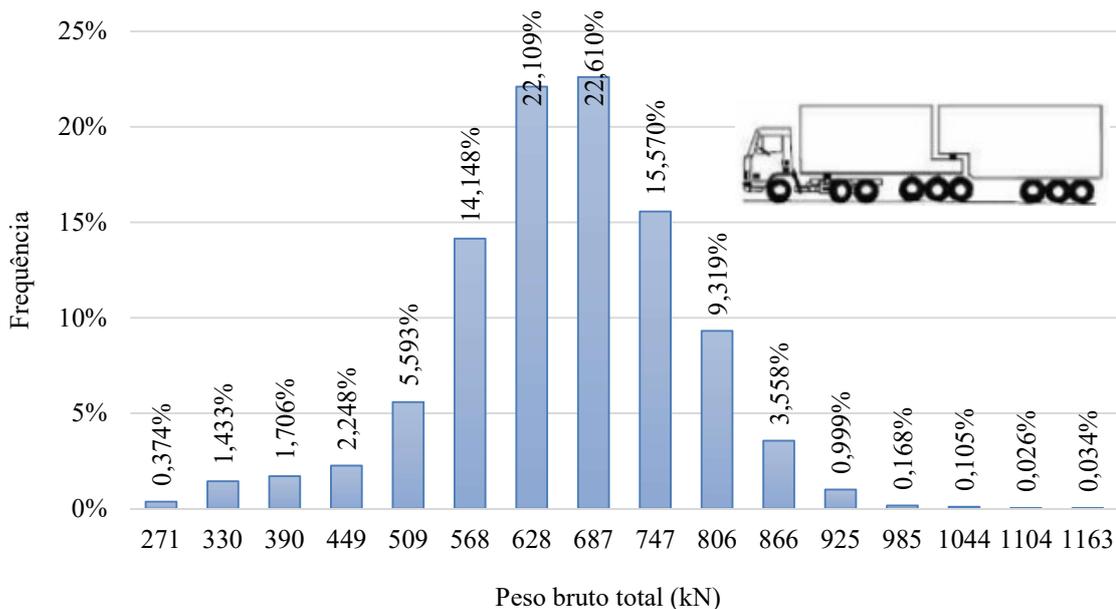


Figura A.12 – Histograma do peso bruto total para a classe 3M6

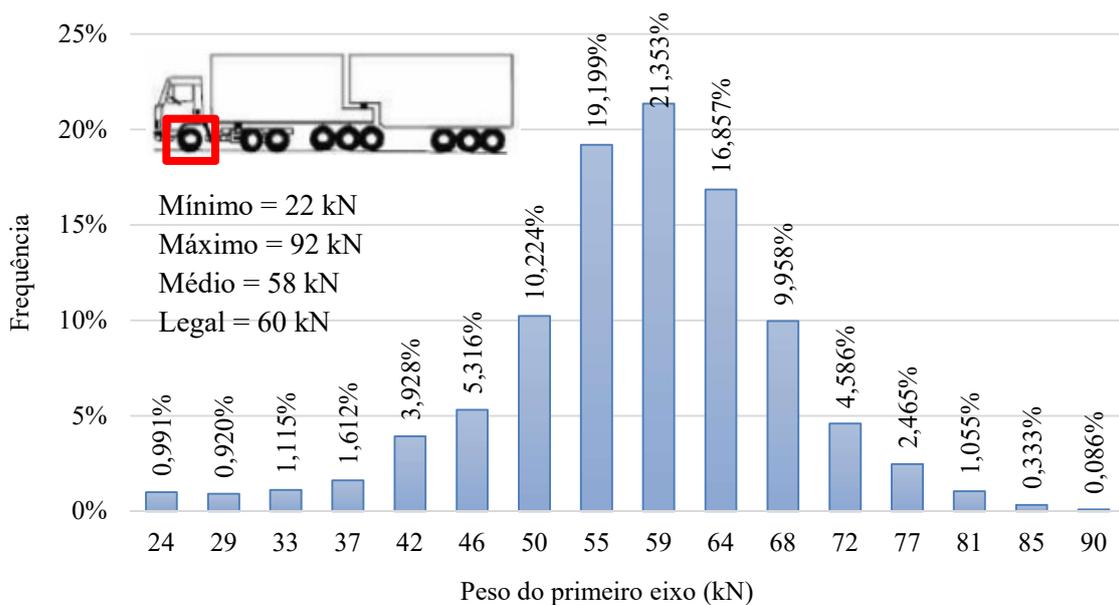


Figura A.13 – Histograma do peso do primeiro eixo para a classe 3M6

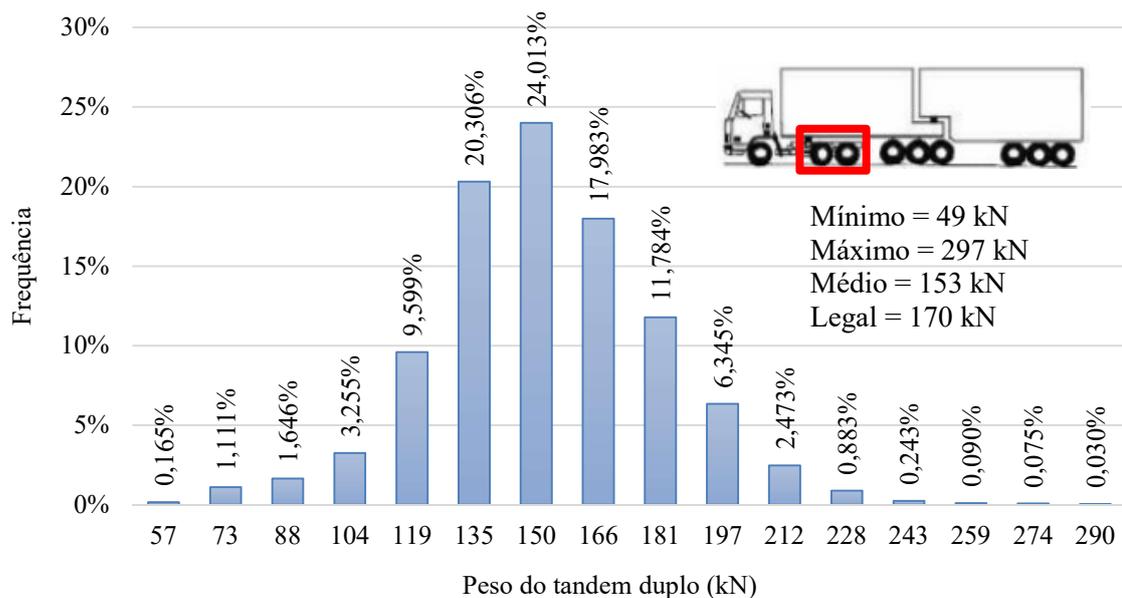


Figura A.14 – Histograma do peso do tandem duplo para a classe 3M6

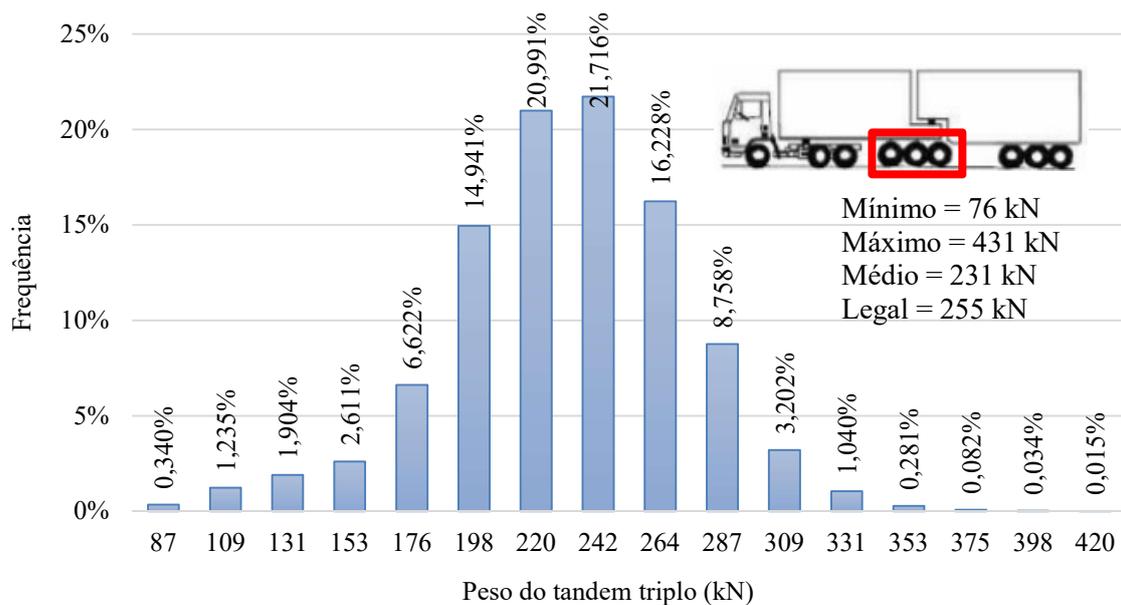


Figura A.15 – Histograma do peso do tandem triplo para a classe 3M6 (os histogramas para os dois tandem triplos são similares)

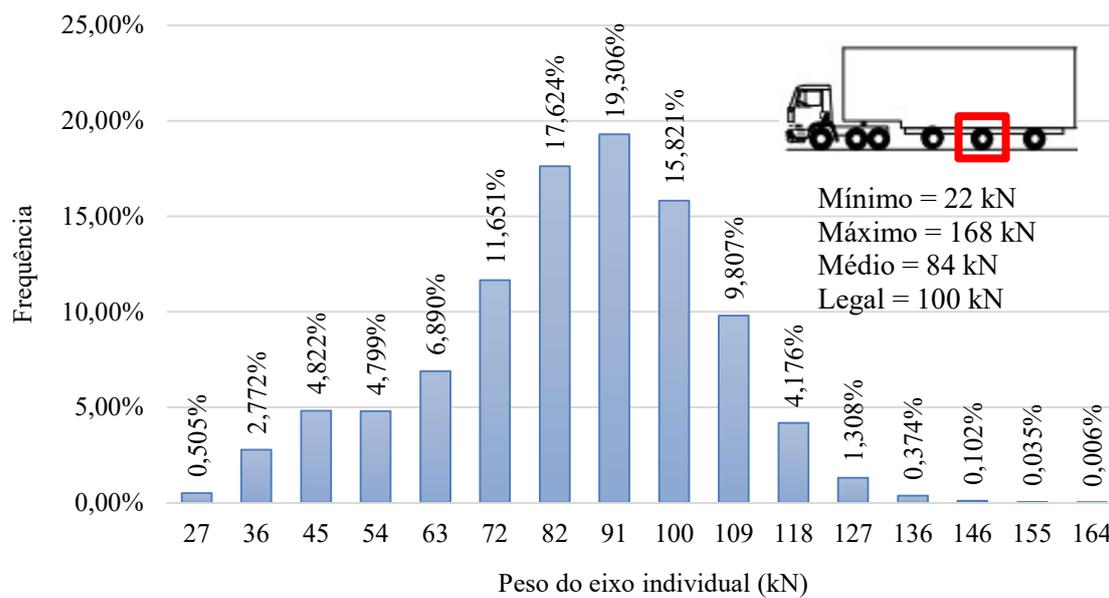


Figura A.16 – Histograma do peso do eixo individual para a classe 3I3 (os histogramas para os três eixos individuais traseiros são similares)

APÊNDICE B – Avaliação da segurança à fadiga para outros volumes de tráfego

No intuito de avaliar a influência do volume de tráfego na análise de segurança à fadiga, calculam-se os níveis de segurança da ponte número 12 da Tabela 5.1 (vão de 28 metros com três longarinas e protensão limitada) para três valores de VDMC (volume diário médio de caminhões), a saber: 2.500, 5.000 (valor utilizado no item 5.4 para todas as pontes) e 7.500. Para os estribos, considera-se o modelo de cálculo II com $\theta = 30^\circ$ e utilizam-se as curvas S-N de barras retas.

Verifica-se que as estimativas de vida útil à fadiga das armaduras longitudinais e transversais superam 1.000 anos para os três volumes de tráfego considerados. Os índices de confiabilidade à fadiga para a vida útil de projeto de 50 anos e os momentos (média e desvio-padrão) das variáveis dependentes estão indicados na Tabela B.1 à Tabela B.3.

Tabela B.1 – Índices de confiabilidade e momentos das variáveis dependentes para a armadura ativa da longarina de extremidade da ponte número 12 considerando diferentes volumes de tráfego

VDMC	$\sum(1/N_i)$ – Log-normal		DM – Weibull		β
	Média	Desvio-padrão	Média	Desvio-padrão	
2.500	$6,302 \times 10^{-3}$	$1,516 \times 10^{-2}$	1,072	0,367	4,1
5.000	$1,260 \times 10^{-2}$	$3,031 \times 10^{-2}$	1,072	0,367	3,7
7.500	$1,891 \times 10^{-2}$	$4,550 \times 10^{-2}$	1,072	0,367	3,4

Tabela B.2 – Índices de confiabilidade e momentos das variáveis dependentes para a armadura passiva longitudinal da longarina de extremidade da ponte número 12 considerando diferentes volumes de tráfego

VDMC	$\sum(1/N_i)$ – Log-normal		DM – Weibull		β
	Média	Desvio-padrão	Média	Desvio-padrão	
2.500	$1,247 \times 10^{-3}$	$1,271 \times 10^{-2}$	1,169	0,618	4,0
5.000	$2,494 \times 10^{-3}$	$2,544 \times 10^{-2}$	1,169	0,618	3,7
7.500	$3,740 \times 10^{-3}$	$3,812 \times 10^{-2}$	1,169	0,618	3,5

Tabela B.3 – Índices de confiabilidade e momentos das variáveis dependentes para os estribos da longarina central da ponte número 12 considerando diferentes volumes de tráfego – modelo de treliça II e curva S-N de barra reta

VDMC	$\sum(1/N_i)$ – Log-normal		DM – Weibull		β
	Média	Desvio-padrão	Média	Desvio-padrão	
2.500	$6,108 \times 10^{-5}$	$6,874 \times 10^{-3}$	1,169	0,618	4,6
5.000	$1,224 \times 10^{-4}$	$1,379 \times 10^{-2}$	1,169	0,618	4,4
7.500	$1,832 \times 10^{-4}$	$2,062 \times 10^{-2}$	1,169	0,618	4,3

Verifica-se que os índices de confiabilidade à fadiga diminuem com o aumento do volume de tráfego. A consideração do VDMC igual 2.500 ou 7.500 veículos, no entanto, alterou os índices de confiabilidade, referentes a $VDMC = 5000$, em, no máximo, 11%. Assim, variações no VDMC nesse intervalo não alteram, de forma significativa, os índices de confiabilidade apresentados no item 5.4.

APÊNDICE C – Tabelas complementares para a análise probabilística

Neste apêndice, apresentam-se tabelas com informações complementares referentes aos índices de confiabilidade indicados na Tabela 5.6 (item 5.4.2 do capítulo 5). As informações apresentadas para os estribos referem-se ao modelo II e à curva S-N de barra reta. Nas Tabelas C.1 e C.2, apresentam-se as distribuições de probabilidades e os momentos das variáveis da equação de estado-limite ($\sum(1/N_i)$ e DM). Na Tabela C.3, apresentam-se os fatores de sensibilidade dessas variáveis, em que se observa que, em alguns casos, a variável de sollicitação exerce maior influência no problema e, em outros (na maioria das pontes), a variável de resistência (DM) tem maior importância.

Tabela C.1 – Distribuições de probabilidades e momentos (média μ e desvio-padrão σ) da variável $\sum(1/N_i)$ para as armaduras indicadas na Tabela 5.1

Número da ponte (Tabela 5.1)	Armadura ativa	Armadura passiva (longitudinal)	Estribos (modelo II e curva S-N de barra reta)
1	--- (Concreto armado)	Log-normal $\mu = 5,205 \times 10^{-4}$ $\sigma = 2,520 \times 10^{-4}$	Weibull $\mu = 7,453 \times 10^{-5}$ $\sigma = 8,346 \times 10^{-5}$
2	--- (Concreto armado)	Log-normal $\mu = 1,345 \times 10^{-4}$ $\sigma = 6,760 \times 10^{-5}$	Normal $\mu = 2,290 \times 10^{-4}$ $\sigma = 1,495 \times 10^{-4}$
3	Log-normal $\mu = 1,714 \times 10^{-5}$ $\sigma = 2,988 \times 10^{-5}$	Log-normal $\mu = 1,055 \times 10^{-8}$ $\sigma = 5,844 \times 10^{-8}$	Weibull $\mu = 7,974 \times 10^{-5}$ $\sigma = 2,890 \times 10^{-4}$
4	Log-normal $\mu = 7,000 \times 10^{-5}$ $\sigma = 1,725 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 1,696 \times 10^{-7}$ $\sigma = 1,897 \times 10^{-6}$	Weibull $\mu = 2,088 \times 10^{-4}$ $\sigma = 8,111 \times 10^{-4}$
5	Weibull $\mu = 7,676 \times 10^{-3}$ $\sigma = 8,818 \times 10^{-3}$	Weibull $\mu = 1,040 \times 10^{-3}$ $\sigma = 1,941 \times 10^{-3}$	Weibull $\mu = 1,450 \times 10^{-4}$ $\sigma = 2,562 \times 10^{-4}$
6	Log-normal $\mu = 3,572 \times 10^{-4}$ $\sigma = 2,946 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 2,884 \times 10^{-6}$ $\sigma = 4,636 \times 10^{-6}$	Weibull $\mu = 1,066 \times 10^{-5}$ $\sigma = 3,833 \times 10^{-5}$
7	Log-normal $\mu = 2,791 \times 10^{-4}$ $\sigma = 4,855 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 1,278 \times 10^{-6}$ $\sigma = 7,093 \times 10^{-6}$	Weibull $\mu = 1,260 \times 10^{-5}$ $\sigma = 4,253 \times 10^{-5}$
8	Log-normal $\mu = 4,620 \times 10^{-3}$ $\sigma = 8,482 \times 10^{-3}$	Log-normal $\mu = 9,389 \times 10^{-5}$ $\sigma = 5,683 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 4,068 \times 10^{-6}$ $\sigma = 3,056 \times 10^{-5}$
9	Log-normal $\mu = 3,499 \times 10^{-5}$ $\sigma = 2,979 \times 10^{-5}$	Log-normal $\mu = 1,103 \times 10^{-8}$ $\sigma = 5,518 \times 10^{-8}$	Log-normal $\mu = 3,241 \times 10^{-10}$ $\sigma = 1,048 \times 10^{-8}$
10	Log-normal $\mu = 1,250 \times 10^{-3}$ $\sigma = 2,091 \times 10^{-3}$	Log-normal $\mu = 7,428 \times 10^{-5}$ $\sigma = 3,739 \times 10^{-4}$	Weibull $\mu = 3,021 \times 10^{-6}$ $\sigma = 2,560 \times 10^{-5}$

(Continua)

Tabela C.1 (continuação) – Distribuições de probabilidades e momentos (média μ e desvio-padrão σ) da variável $\Sigma(1/N_i)$ para as armaduras indicadas na Tabela 5.1

Número da ponte (Tabela 5.1)	Armadura ativa	Armadura passiva (longitudinal)	Estribos (modelo II e curva S-N de barra reta)
11	Log-normal $\mu = 8,047 \times 10^{-4}$ $\sigma = 1,523 \times 10^{-3}$	Log-normal $\mu = 1,778 \times 10^{-5}$ $\sigma = 1,156 \times 10^{-4}$	Weibull $\mu = 1,996 \times 10^{-6}$ $\sigma = 1,282 \times 10^{-5}$
12	Log-normal $\mu = 1,260 \times 10^{-2}$ $\sigma = 3,031 \times 10^{-2}$	Log-normal $\mu = 2,494 \times 10^{-3}$ $\sigma = 2,544 \times 10^{-2}$	Log-normal $\mu = 1,224 \times 10^{-4}$ $\sigma = 1,379 \times 10^{-2}$
13	Log-normal $\mu = 4,914 \times 10^{-5}$ $\sigma = 4,110 \times 10^{-5}$	Log-normal $\mu = 2,544 \times 10^{-6}$ $\sigma = 4,243 \times 10^{-6}$	Weibull $\mu = 5,621 \times 10^{-7}$ $\sigma = 2,149 \times 10^{-6}$
14	Log-normal $\mu = 9,801 \times 10^{-4}$ $\sigma = 2,728 \times 10^{-3}$	Log-normal $\mu = 5,416 \times 10^{-5}$ $\sigma = 7,718 \times 10^{-4}$	Weibull $\mu = 7,219 \times 10^{-4}$ $\sigma = 4,268 \times 10^{-3}$
15	Log-normal $\mu = 1,954 \times 10^{-2}$ $\sigma = 4,137 \times 10^{-2}$	Log-normal $\mu = 2,112 \times 10^{-3}$ $\sigma = 1,721 \times 10^{-2}$	Log-normal $\mu = 2,299 \times 10^{-5}$ $\sigma = 1,882 \times 10^{-2}$
16	Log-normal $\mu = 2,796 \times 10^{-4}$ $\sigma = 5,460 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 3,749 \times 10^{-5}$ $\sigma = 2,557 \times 10^{-4}$	Weibull $\mu = 4,196 \times 10^{-6}$ $\sigma = 2,848 \times 10^{-5}$
17	Log-normal $\mu = 3,728 \times 10^{-4}$ $\sigma = 6,206 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 3,547 \times 10^{-5}$ $\sigma = 1,771 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 4,734 \times 10^{-5}$ $\sigma = 2,540 \times 10^{-5}$
18	Log-normal $\mu = 4,095 \times 10^{-4}$ $\sigma = 8,242 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 3,859 \times 10^{-5}$ $\sigma = 2,740 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 1,057 \times 10^{-6}$ $\sigma = 1,252 \times 10^{-6}$
19	Log-normal $\mu = 3,779 \times 10^{-3}$ $\sigma = 6,719 \times 10^{-3}$	Log-normal $\mu = 2,100 \times 10^{-3}$ $\sigma = 1,180 \times 10^{-2}$	Weibull $\mu = 2,696 \times 10^{-6}$ $\sigma = 2,735 \times 10^{-5}$
20	Log-normal $\mu = 3,821 \times 10^{-3}$ $\sigma = 6,582 \times 10^{-3}$	Log-normal $\mu = 5,561 \times 10^{-3}$ $\sigma = 2,946 \times 10^{-2}$	Weibull $\mu = 1,291 \times 10^{-5}$ $\sigma = 1,115 \times 10^{-4}$
21	Log-normal $\mu = 1,560 \times 10^{-4}$ $\sigma = 1,739 \times 10^{-4}$	Log-normal $\mu = 1,234 \times 10^{-5}$ $\sigma = 3,112 \times 10^{-5}$	Log-normal $\mu = 1,603 \times 10^{-9}$ $\sigma = 2,333 \times 10^{-8}$
22	Weibull $\mu = 3,927 \times 10^{-2}$ $\sigma = 3,955 \times 10^{-2}$	Weibull $\mu = 1,283 \times 10^{-2}$ $\sigma = 2,075 \times 10^{-2}$	Weibull $\mu = 2,664 \times 10^{-5}$ $\sigma = 4,505 \times 10^{-5}$

Tabela C.2 – Distribuições de probabilidades e momentos (média μ e desvio-padrão σ) da variável DM para as armaduras indicadas na Tabela 5.1

Número da ponte	Armadura ativa	Armadura passiva (longitudinal)	Estribos (modelo II e curva S-N de barra reta)
Todas as pontes da Tabela 5.1	Weibull $\mu = 1,072$ $\sigma = 0,367$	Weibull $\mu = 1,169$ $\sigma = 0,618$	Weibull $\mu = 1,169$ $\sigma = 0,618$

Tabela C.3 – Fatores de sensibilidade das variáveis da equação de estado-limite para as pontes da Tabela 5.1

Número da ponte	Variável	Armadura ativa	Armadura passiva (longitudinal)	Estribos (modelo II e curva S-N de barra reta)
1	$\sum(1/N_i)$	--- (CA)	3,2%	3,0%
	<i>DM</i>	--- (CA)	96,8%	97,0%
2	$\sum(1/N_i)$	--- (CA)	3,4%	0,3%
	<i>DM</i>	--- (CA)	96,6%	99,7%
3	$\sum(1/N_i)$	25,6%	35,1%	26,5%
	<i>DM</i>	74,4%	64,9%	73,5%
4	$\sum(1/N_i)$	42,9%	42,9%	31,9%
	<i>DM</i>	57,1%	57,1%	68,1%
5	$\sum(1/N_i)$	20,3%	20,5%	13,9%
	<i>DM</i>	79,7%	79,5%	86,1%
6	$\sum(1/N_i)$	11,8%	16,6%	17,4%
	<i>DM</i>	88,2%	83,4%	82,6%
7	$\sum(1/N_i)$	34,5%	34,9%	16,7%
	<i>DM</i>	65,5%	65,1%	83,3%
8	$\sum(1/N_i)$	58,8%	47,6%	39,1%
	<i>DM</i>	41,2%	52,4%	60,9%
9	$\sum(1/N_i)$	11,8%	33,8%	52,1%
	<i>DM</i>	88,2%	66,2%	47,9%
10	$\sum(1/N_i)$	41,5%	41,4%	31,3%
	<i>DM</i>	58,5%	58,6%	68,7%
11	$\sum(1/N_i)$	45,0%	41,5%	23,2%
	<i>DM</i>	55,0%	58,5%	76,8%
12	$\sum(1/N_i)$	81,9%	79,8%	91,2%
	<i>DM</i>	18,1%	20,2%	8,8%
13	$\sum(1/N_i)$	11,6%	17,2%	8,2%
	<i>DM</i>	88,4%	82,8%	91,8%
14	$\sum(1/N_i)$	68,2%	66,3%	52,0%
	<i>DM</i>	31,8%	33,7%	48,0%
15	$\sum(1/N_i)$	80,6%	74,9%	94,5%
	<i>DM</i>	19,4%	25,1%	5,5%
16	$\sum(1/N_i)$	39,8%	46,1%	27,9%
	<i>DM</i>	60,2%	53,9%	72,1%
17	$\sum(1/N_i)$	34,0%	37,9%	3,8%
	<i>DM</i>	66,0%	62,1%	96,2%
18	$\sum(1/N_i)$	43,6%	47,2%	0,3%
	<i>DM</i>	56,4%	52,8%	99,7%

(Continua)

Tabela C.3 (continuação) – Fatores de sensibilidade das variáveis da equação de estado-limite para as pontes da Tabela 5.1

Número da ponte	Variável	Armadura ativa	Armadura passiva (longitudinal)	Estribos (modelo II e curva S-N de barra reta)
19	$\sum(1/N_i)$	54,7%	65,8%	34,7%
	<i>DM</i>	45,3%	34,2%	65,3%
20	$\sum(1/N_i)$	52,8%	71,0%	37,8%
	<i>DM</i>	47,2%	29,0%	62,2%
21	$\sum(1/N_i)$	17,2%	23,6%	45,6%
	<i>DM</i>	82,8%	76,4%	54,4%
22	$\sum(1/N_i)$	---	---	5,6%
	<i>DM</i>	--- (*)	--- (*)	94,4%

(*) Os índices de confiabilidade para as armaduras longitudinais (ativa e passiva) da ponte número 22 foram calculados por simulação (10^6 amostras), visto que os resultados obtidos com método FORM, com o auxílio do programa StRAnD (2008), foram indeterminados.