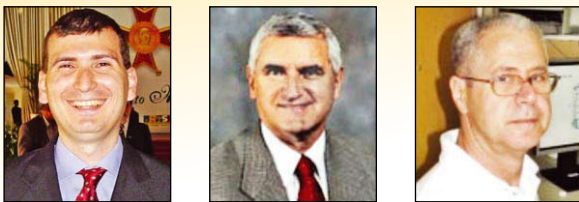


Development of truck weight limits for concrete bridges using reliability theory

Desenvolvimento de equações para a limitação do peso de veículos de carga em pontes de concreto através da teoria de confiabilidade



L. M. FERREIRA ^a
lmferreira1975@msn.com

A. S. NOWAK ^b
anowak2@unl.edu

M. K. EL DEBS ^c
mkdebs@sc.usp.br

Abstract

The increase in gross weight limits allowed by Brazilian legislation and the soaring number of new truck configurations on national highways has called for greater attention regarding the structural safety of bridges when submitted to real traffic. This paper verifies the performance of bridges under Sao Paulo Department of Transportation jurisdiction using the reliability index β and obtains truck weight limits in order to guarantee structural integrity. The superstructures of reinforced and prestressed concrete bridges, classes 36 and 45, are considered. The ultimate limit state is verified in cross sections subjected to positive and negative critical bending moments. In case of prestressed bridges, the cracking limit state in concrete is added. The real traffic is represented by a live load model based on weighting data collected from stations located on highways of the state of Sao Paulo and the statistical resistance parameters are determined using the Monte Carlo technique. The gross weight limits are presented in the form of equations known as bridge formulas which are applicable to any group of two or more consecutive axles. The observed results indicate restrictions to the traffic of some vehicles, especially the 740 kN and 19.80 meters length truck. Considering only the serviceability limit state, class 45 bridges are found to exhibit lower weight limits due to the load factors recommended by the code during design.

Keywords: concrete bridges; reliability theory; live load model; bridge formula; truck weight regulations.

Resumo

O aumento nos limites de peso estabelecidos pela legislação brasileira e a proliferação das Combinações de Veículos de Carga nas rodovias nacionais motivam uma preocupação no que se refere à segurança estrutural das pontes quando submetidas ao tráfego real. Este trabalho verifica o desempenho das obras-de-arte especiais sob jurisdição do DER-SP através do índice de confiabilidade β e obtém equações para a limitação do peso de caminhões de modo a não comprometer sua integridade estrutural. São consideradas as superestruturas das pontes em concreto armado ou protendido, classes 36 e 45. Verifica-se o estado limite último nas seções transversais mais solicitadas por momento fletor positivo e negativo. No caso de pontes em concreto protendido, acrescenta-se a verificação do estado limite de formação de fissuras. O tráfego real é representado por um modelo de carregamento móvel baseado em pesagens de caminhões efetuadas em rodovias do estado de São Paulo e os parâmetros da resistência são determinados através da técnica de Monte Carlo. Apresenta-se os limites de peso em forma de equações, denominadas ECPLs (Equações Comprimento-Peso Limite), aplicáveis a quaisquer grupo de eixos consecutivos dos veículos. Os resultados indicam restrições à circulação de algumas composições, especialmente ao rodotrem de 740 kN e 19,8 metros de comprimento. Considerando-se apenas o estado limite de serviço, as pontes classe 45 apresentam menores limites de peso devido à ponderação de ações durante o projeto.

Palavras-chave: pontes de concreto; teoria da confiabilidade; carga móvel; combinações de veículos de carga.

^a Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, lmferreira1975@msn.com, Rua Mateus Grou, 502 – Ap. 123, CEP 05415-040, São Paulo-SP, Brasil;

^b Department of Civil Engineering, College of Engineering, University of Nebraska-Lincoln, anowak2@unl.edu, W181 NH, Lincoln NE 68588-0531, USA;

^c Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, mkdebs@sc.usp.br, Av. Trabalhador São-carlense, 400, CEP 13566-590, São Carlos-SP, Brasil.

1. Introdução

A eficiência do setor de transportes é certamente um dos requisitos para o desenvolvimento econômico dos países emergentes. Particularmente no que se refere ao transporte rodoviário, é interessante que o país possua uma frota de caminhões moderna, capaz de transportar grandes quantidades de carga sem onerar o custo das mercadorias.

Nesse contexto, o Brasil assiste à crescente utilização das Combinações de Veículos de Carga (CVCs) em substituição a antigos veículos unitários ou com apenas uma unidade rebocada. Não há dúvidas sobre os benefícios decorrentes da inovação em curso. No entanto, é preciso que a legislação se adapte à nova realidade e determine regras a serem efetivamente cumpridas. Além dos órgãos governamentais, o assunto interessa diretamente às concessionárias de rodovias, responsáveis pela manutenção adequada dos trechos sob sua responsabilidade.

Um dos aspectos a serem cuidadosamente analisados são os eventuais danos que as estruturas das pontes já construídas venham a sofrer devido à circulação de tais caminhões. A falta de manutenção adequada e o conseqüente estado de deterioração das obras-de-arte especiais agravam esse cenário.

Torna-se necessário, portanto, avaliar as conseqüências do tráfego de veículos pesados e definir critérios eficientes e confiáveis que auxiliem na decisão de autorizar ou não que certas configurações de CVCs, especialmente curtas e pesadas, trafeguem em determinados trechos da malha rodoviária brasileira.

O estudo do efeito das CVCs nos sistemas estruturais mais comuns existentes em rodovias do estado de São Paulo se iniciou no Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos através de El Debs et al. [1]. O trabalho, que se baseou na comparação de esforços solicitantes provenientes das CVCs e dos trens-tipo normativos, indicou restrições ao tráfego de alguns veículos e serviu como referência na elaboração de normas para emissão de Autorização Especial de Trânsito (AET) do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER-SP). Posteriormente, outros dois trabalhos com objetivos semelhantes foram realizados (El Debs et al. [2] e [3]), evidenciando a necessidade de um procedimento que possa ser aplicado de maneira mais genérica, sem a análise estrutural de diversas pontes para cada caminhão individualmente.

Em outubro de 2005, o Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN) aprovou a resolução nº 184, que elevava o peso bruto das Combinações de Veículos de Carga com duas ou mais unidades, incluída a unidade tratora, de 450 kN para 570 kN, dispensando assim a necessidade de AET para essas composições e ratificando decisão já prevista na resolução nº 164, de setembro de 2004. Determinou-se ainda que as CVCs com peso bruto total combinado (PBTC) superior a 570 kN e inferior ou igual a 740 kN deveriam ter comprimento igual ou superior a 25 metros, não podendo ultrapassar a 30 metros. A partir de janeiro de 2007, os limites de peso e dimensões são dados pela resolução nº 210 (que revogou a resolução nº 12), enquanto que os requisitos necessários à circulação de CVCs ficam determinados na resolução nº 211 (que revogou as resoluções nº 68, 164 e 184).

Deve ser destacado que apenas a consideração do peso bruto demonstra-se incapaz de fornecer indicações sobre a segurança de uma ponte. A relação entre o peso bruto e o comprimento de aplicação do carregamento é essencial para um correto entendimento do problema.

Uma das alternativas a serem seguidas provém da legislação americana, que além de impor limites máximos para eixos isolados (89 kN), eixos em tandem (151 kN) e também para o peso total dos veículos (356 kN), determina que o peso de um grupo de dois ou mais eixos consecutivos seja restringido através da chamada *bridge formula* ou *truck weight formula* (notação adaptada):

$$P_b = 2,224 \cdot \left[\frac{l_{ge} \cdot n_e}{0,3048 \cdot (n_e - 1)} + 12 \cdot n_e + 36 \right] \quad (1)$$

onde

P_b : peso bruto total em kN para qualquer grupo de dois ou mais eixos consecutivos;

l_{ge} : comprimento, em metros, do grupo de eixos consecutivos;

n_{ge} : número de eixos do grupo em questão.

Embora a equação [1] seja considerada excessivamente restritiva, a maneira como determina o máximo peso em função da distância entre o grupo de eixos é bastante conveniente e de fácil uso. Utilizando sua idéia original e introduzindo processos probabilísticos é

Tabela 1 – Casos selecionados para análise

Sistema estrutural	Simplesmente apoiada				Contínua
	Vão (m)				
	10	20	30	40	
Laje	CA	CA/CP	-	-	CA
2 vigas	CA	CA	-	-	CA
5 vigas	CA	CA/CP	CP	CP	CA
Seção celular	-	CA/CP	CP	CP	CA

CA: Concreto armado | CP: Concreto protendido

Tabela 2 - Coeficientes de ponderação das ações para o estado limite último

Período	Até 1977	1978 a 1983	1984 a 1986	1987 a 2002	A partir de 2003
Classe	36	36	45	45	45
γ_g	1,65	1,40	1,40	1,35	1,30
γ_q	2,00	1,68	1,40	1,50	1,50

γ_g : Coeficiente de ponderação para a carga permanente | γ_q : Coeficiente de ponderação para a carga móvel

possível aprimorá-la, tornando-a capaz de fornecer de maneira realista o máximo carregamento a que as pontes existentes podem estar sujeitas de maneira segura (Ghosn [4]).

Utilizando a teoria da confiabilidade, o objetivo deste trabalho é quantificar a segurança em seções transversais submetidas à representação do tráfego real e propor limites para o peso de caminhões em pontes de concreto armado ou protendido, classes 36 e 45, através de equações aqui denominadas ECPLs (Equações Comprimento-Peso Limite). O procedimento apresentado é baseado em Ferreira [5], onde podem ser encontrados mais detalhes.

2. Resistência das seções transversais

A determinação dos parâmetros estatísticos da resistência das seções transversais envolve a seleção de pontes típicas, sua modelagem e análise das solicitações, seu dimensionamento ao momento fletor, o cálculo do momento fletor resistente nominal e a implementação da técnica de Monte Carlo. O procedimento inclui a análise da resistência à compressão de concretos com diversas especificações de projeto.

2.1 Pontes típicas

As obras-de-arte especiais consideradas neste estudo foram determinadas com base em material disponibilizado pelo DER-SP, já utilizadas em El Debs et al. [1], em um total de 60 pontes. De acordo com o sistema estrutural, tem-se:

- laje: 8 pontes;
- 2 vigas: 23 pontes;
- 5 vigas com transversinas: 11 pontes;
- 5 vigas sem transversinas: 8 pontes;
- seção celular (1, 2, 3 ou 4 células): 10 pontes;

A análise estrutural foi realizada através do programa STRAP (*Structural Analysis Programs*) – versão 9.0 (SAE Informática [6]).

2.2 Dimensionamento

Uma vez obtidos os esforços de flexão, segue-se a determinação das áreas de aço longitudinais para cada seção transversal utilizada na determinação da segurança. Do total de estruturas, algumas são consideradas apenas em concreto armado, algumas apenas em concreto protendido e algumas atendem aos 2 casos. No caso de pontes simplesmente apoiadas, com exceção das pontes em 2 vigas, para vãos de 10 m adotou-se concreto armado, para vãos de 20 m, concreto armado e protendido, e a partir dos 30 m apenas concreto protendido. No caso das estruturas contínuas e das pontes em 2 vigas, considerou-se somente concreto armado. O resumo dos casos selecionados está na Tabela 1.

Devido a mudanças nas normas brasileiras ao longo dos anos, vários períodos são considerados, tanto para concreto armado quanto para protendido. A cada período correspondem específicos coeficientes de segurança e hipóteses de cálculo.

2.2.1 Concreto armado

Observando-se a evolução da metodologia de projeto, foram fixados 5 períodos, sendo 2 para a classe 36 e 3 para a classe 45. Os coeficientes de majoração das ações associados a cada período podem ser vistos na Tabela 2.

Os valores adotados para a resistência característica do concreto estão na Tabela 3. Embora seja um parâmetro variável de acordo com cada projeto, buscou-se adotar valores representativos para cada época. Ressalta-se que a mesma resistência característica é adotada para todos os tipos de pontes.

2.2.2 Concreto protendido

De acordo com informações obtidas do meio técnico, cerca de

Tabela 3 - Resistência característica do concreto à compressão (concreto armado)

Período	Até 1977	1978 a 1983	1984 a 1986	1987 a 2002	A partir de 2003
Classe	36	36	45	45	45
f_{ck} (MPa)	18	18	20	20	25

Tabela 4 – Coeficientes de ponderação das ações para o estado limite de serviço

Período	Até 1977	1978 a 1983	1984 a 1986	1987 a 2002	A partir de 2003
Classe	36	36	45	45	45
γ_g	1,00	1,00	1,00	-	-
γ_q	1,20	1,20	1,00	-	-
ψ_1	-	-	-	0,80	0,50
ψ_2	-	-	-	0,40	0,30

ψ_1 : fator para a combinação de utilização de grande frequência | ψ_2 : fator para a combinação de utilização quase-permanente

95% dos projetos de pontes em concreto protendido se utilizam de protensão limitada e apenas 5% deles fazem uso da protensão completa. Visando a atender grande parte dos casos e a reduzir o número de análises, neste trabalho todas as pontes de concreto protendido são admitidas com protensão limitada. Considera-se ainda concreto protendido com aderência posterior (pós-tração). Como é usual em projetos de concreto protendido, o dimensionamento é feito com base nos estados limites de serviço e em seguida é verificado o estado limite último. Os períodos e os respectivos coeficientes de ponderação das ações para o estado limite de serviço estão na Tabela 4. A verificação do estado limite último utiliza os mesmos coeficientes empregados para as pontes de concreto armado (v. Tabela 2).

A resistência característica do concreto adotada para as estruturas de concreto protendido, geralmente maior que aquele utilizado em obras de concreto armado, pode ser vista na Tabela 5. Para sua definição, admite-se que as pontes em laje e em seção celular são moldadas no local, enquanto que as pontes em 5 vigas são formadas por elementos pré-moldados de canteiro. Nesse último caso, considera-se uma resistência inferior do concreto para a laje do tabuleiro.

2.3 Momento fletor resistente nominal

A resistência nominal é calculada empregando-se os valores característicos das propriedades do concreto e do aço indicadas pela NBR 6118 (ABNT [7]). Primeiramente, a seção transversal é dividida em uma série de fatias retangulares. Assume-se a de-

formação e a tensão constantes em cada fatia. A posição da linha neutra é determinada através de iterações até se atingir o equilíbrio de forças.

Dentre os 5 intervalos de tempo estipulados anteriormente, apenas um deles, considerado crítico (menor momento fletor resistente) para cada classe, é levado adiante nos cálculos. Salienta-se que, em relação à classe 45, o período entre 1984 e 1986 foi excluído da análise por ser de menor probabilidade de ocorrência em relação aos demais.

2.4 Implementação da técnica de Monte Carlo

A resistência dos elementos estruturais é considerada uma variável aleatória devido a incertezas nas propriedades dos materiais, nas dimensões das peças e nos métodos de análises. A avaliação dos seus parâmetros estatísticos, tais como valor médio, coeficiente de variação, sua função densidade de probabilidade e função distribuição acumulada, requer grande quantidade de ensaios de materiais e peças, sendo portanto de custo bastante elevado. Como alternativa, o comportamento dos elementos estruturais pode ser determinado através de simulações. Particularmente, este trabalho faz uso da técnica de Monte Carlo.

2.4.1 Parâmetros estatísticos das propriedades dos materiais e das dimensões

As variáveis básicas são a resistência do concreto à compressão, as propriedades do aço e as dimensões das seções transversais.

Tabela 5 – Resistência característica do concreto à compressão em MPa (concreto protendido)

Período	Até 1977	1978 a 1983	1984 a 1986	1987 a 2002	A partir de 2003
Classe	36	36	45	45	45
Laje					
5 vigas	25	25	30	30	35
Celular					
5 vigas (tabuleiro)	18	18	20	20	25

Os parâmetros estatísticos a serem utilizados nas simulações foram obtidos a partir da literatura disponível (v. Ferreira [5]), com exceção da resistência do concreto.

Para as pontes mais antigas, executadas até 1986, utiliza-se a distribuição normal prescrita pela NB 1 (ABNT [8]) para representar a resistência do concreto:

$$f_{c28} = f_{ck} + 1,65 \cdot \sigma_d \tag{2}$$

onde

σ_d : desvio-padrão de dosagem, considerado igual a 4 MPa para controle rigoroso.

Buscando conhecer as características do concreto produzido recentemente, que podem então ser utilizadas para as pontes construídas a partir de 2003, e como aproximação para as pontes do período anterior (1987 a 2002), iniciou-se uma coleta de dados sobre a resistência à compressão do concreto a partir de corpos-de-prova cilíndricos. Os dados obtidos referem-se a concretos usados, utilizados em diversas localidades e em inúmeras obras.

Esses dados são lançados em papéis de probabilidade, que auxiliam na escolha do tipo de distribuição e na determinação dos parâmetros estatísticos mais importantes. O eixo horizontal representa a variável básica (no caso, a resistência à compressão do concreto) e o eixo vertical representa a probabilidade acumulada. A idéia básica é redefinir a escala do eixo vertical, de modo que qualquer série de dados descrita pelo mesmo tipo de distribuição do papel em questão seja representada por uma linha reta. A inclinação dessa linha reta e sua intersecção com o eixo horizontal fornecem a média e o desvio-padrão. Mais detalhes podem ser encontrados em Nowak e Collins [9].

Considerando-se que a resistência à compressão do concreto segue tradicionalmente uma função normal ou lognormal, os 2 papéis de probabilidade foram testados para cada conjunto de

dados. A Figura 1 mostra os dados referentes aos concretos com resistência característica igual a 20 MPa plotados em um papel de probabilidade normal. A relação entre o valor médio e o valor nominal (característico), chamada bias, e o coeficiente de variação (CV) são obtidos ajustando-se uma linha reta à cauda inferior da distribuição, haja vista que é a região mais importante sob o ponto de vista da confiabilidade.

Os resultados indicaram que a distribuição lognormal se demonstra mais apropriada para concretos com resistência característica igual a 15 MPa e 18 MPa. A partir de 20 MPa, recomenda-se a distribuição normal (Ferreira [5]).

Um resumo dos parâmetros estatísticos dos materiais e das dimensões utilizados neste trabalho está na Tabela 6.

2.4.2 Momento fletor resistente médio

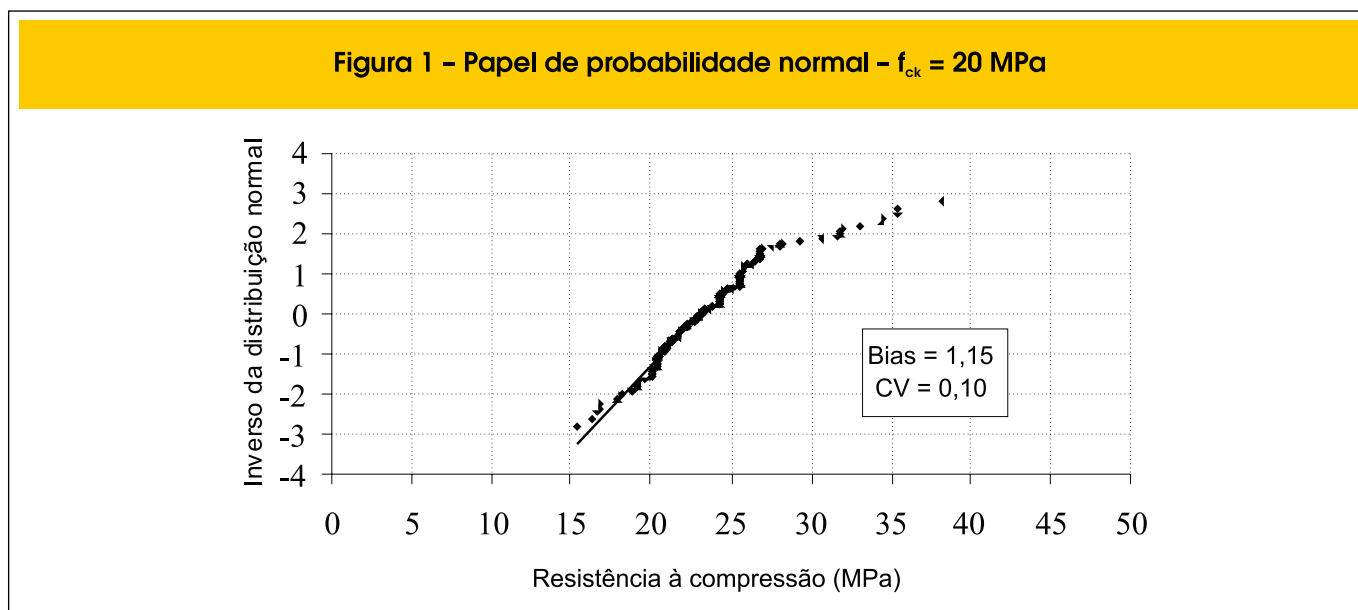
A partir das distribuições de probabilidade idealizadas para cada variável básica, os parâmetros estatísticos (valor médio e coeficiente de variação) da resistência de cada seção transversal de interesse são determinados através de 20.000 simulações pela técnica de Monte Carlo.

3. Carregamento móvel

Desenvolve-se um modelo de carregamento móvel com base em pesagens de caminhões efetuadas pela Centrovias Sistemas Rodoviários S/A. Os dados analisados se estendem de janeiro de 2001 até outubro de 2002, em um total de 184.603 pesagens, sendo 126.389 no primeiro ano e 58.214 em 2002.

3.1 Caminhões considerados

Os caminhões a serem considerados no desenvolvimento do modelo de carga móvel são apenas aqueles que aparecem com maior peso e em maior número nas planilhas de pesagem da Centrovias, conforme procedimento já adotado por outros autores (Hwang e



Koh [10]). Inicialmente, foram selecionados os seguintes veículos: 2S3_g, 2S3, 3S3, 2S2 e 3S2B2. A nomenclatura adotada é aquela sugerida por Widmer [11].

3.2 Distâncias entre eixos

As planilhas de pesagem, apesar de informarem a configuração de cada caminhão, não indicam a distância entre eixos. Sabe-se que mesmo dentro de uma certa classificação, a distância entre eixos varia de veículo para veículo, às vezes significativamente. Não há conhecimento sobre dados a respeito da distribuição da distância entre eixos obtidos a partir de coletas de campo. Alternativamente, este trabalho utiliza distâncias típicas e representativas, determinadas através do catálogo virtual da empresa Randon S/A Implementos e

Sistemas Automotivos, por intermédio de consulta junto a Transervice Consultoria em Transportes S/C Ltda e também através de fotografias. Os veículos e as distâncias entre eixos adotados estão na Figura 2.

3.3 Extrapolação dos máximos pesos brutos

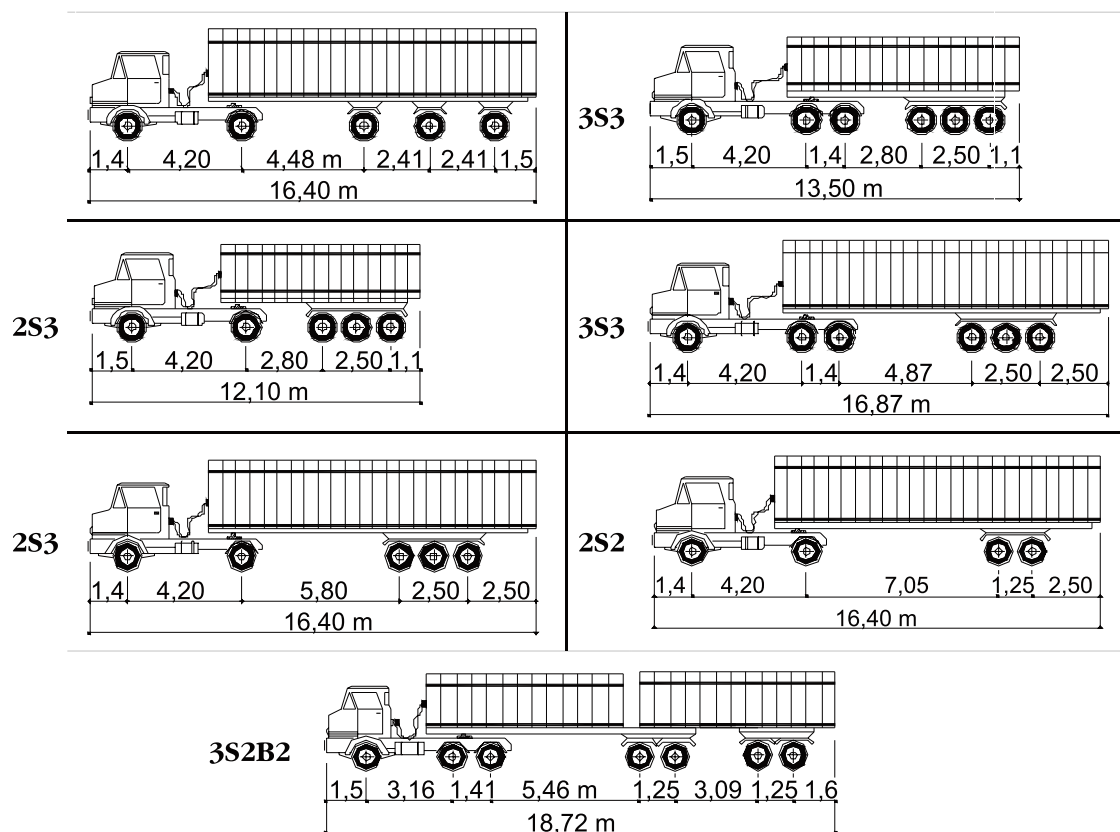
Considerando-se o período limitado da pesagem dos veículos, os máximos pesos brutos para cada caminhão devem ser extrapolados tendo-se em vista a vida útil das estruturas. Inicialmente, os resultados da pesagem para cada caminhão são lançados em papel de probabilidade normal. Apesar das distribuições não seguirem estritamente uma distribuição normal, esse procedimento é bastante conveniente, pois possibilita uma visualização geral dos dados e indica tendências para períodos mais longos

Tabela 6 – Resumo dos parâmetros estatísticos para simulação

Variável	Notação	Valor médio	CV	Tipo de distribuição	
Altura da mesa da viga	h_f (cm)	h_f	$0,5/h_f$	Normal	
Altura da viga	h (cm)	h	$0,5/h$	Normal	
Largura da mesa da viga	b_f	b_f	-	-	
Largura da alma da viga	b_w	$1,01 \times b_w$	0,04	Normal	
Altura útil	d (concreto armado)	$0,99 \times d$	0,04	Normal	
	d (concreto protendido)	$1,00 \times d$	0,025	Normal	
Área de armadura passiva	A_s	A_s	0,015	Normal	
Área de armadura ativa	A_p	A_p	0,0125	Normal	
Resistência à compressão do concreto aos 28 dias	f_c (MPa)	$f_{ck} = 18^*$	24,6	0,163	Normal
		$f_{ck} = 25^*$	31,6	0,127	Normal
		$f_{ck} = 20^{**}$	23,0	0,103	Normal
		$f_{ck} = 25^{**}$	28,0	0,093	Normal
		$f_{ck} = 30^{**}$	32,7	0,089	Normal
		$f_{ck} = 35^{**}$	37,5	0,088	Normal
Resistência ao escoamento do aço da armadura passiva	f_y (kN/cm ²)	56	0,054	Lognormal	
Resistência à tração do aço da armadura ativa	f_{pu} (kN/cm ²)	$1,03 \times f_{pu}$	0,022	Lognormal	
Módulo de elasticidade do aço da armadura passiva	E_s	21000	0,06	Lognormal	
Módulo de elasticidade do aço da armadura ativa	E_p	20000	-	-	

* Até 1983 | ** A partir de 1987

Figura 2 - Representação esquemáticas das CVCs selecionadas



do que o efetivamente medido. Além disso, é o método seguido por outros pesquisadores para o desenvolvimento de modelos de carregamento móvel, entre eles, Hwang e Koh [10] e Nowak [12].

A próxima etapa envolve uma estimativa do número total de caminhões que circulam diariamente na área de obtenção das pesagens e a fixação da vida útil da estrutura, admitida neste trabalho igual a 50 anos. Sabendo-se a porcentagem de cada configuração, é obtido o número total de ocorrências de um determinado veículo em 50 anos (n). Sendo o nível de probabilidade correspondente a n igual a $1/n$, $z = \Phi^{-1}(1/n)$ e Φ^{-1} igual ao inverso da distribuição normal padrão, a cota que a extrapolação deve atingir está determinada. A idéia é que caso todos os caminhões fossem amostrados durante 50 anos, o caminhão mais pesado estaria na cota z .

A extrapolação é realizada através de uma regressão linear que abrange os 100 caminhões mais pesados de cada veículo selecionado. A Figura 3 apresenta um exemplo para a configuração 3S3 curta. Na Tabela 7 são mostrados os máximos pesos brutos provenientes da metodologia adotada.

3.4 Situações críticas de carregamento

A situação crítica para a análise da segurança de obras-de-arte especiais pode ser resultante da passagem de um único caminhão ou da presença simultânea de 2 ou mais veículos.

3.4.1 Caminhão isolado

Nessa hipótese, admite-se que a presença de apenas um caminhão isolado com peso correspondente a 50 anos de vida útil sobre a ponte seja crítica para o cálculo dos momentos fletores devido ao tráfego real.

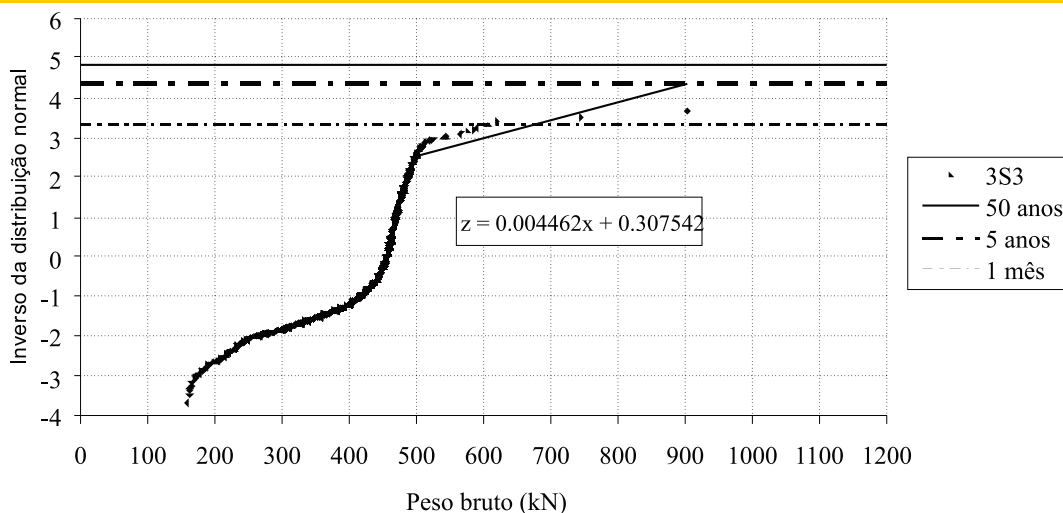
As simulações realizadas indicaram que, apesar do caminhão 2S2 ser o mais pesado (v. Tabela 7), a configuração curta do veículo 3S3 o torna mais crítico. Dessa forma, esse veículo é testado isoladamente na previsão de esforços máximos em todas as estruturas selecionadas.

Considera-se que o peso bruto máximo em 50 anos de vida útil é o valor médio de uma nova distribuição, conforme indicação de Nowak [12].

3.4.2 Presença simultânea de 2 caminhões

A análise de 2 caminhões sobre as pontes requer a determinação de sua posição relativa e da proporção entre seus pesos. Considerando-se que a probabilidade da passagem sobre a ponte de caminhões suficientemente próximos e em posições relativas que levem a uma situação de máximo momento fletor é menor, em relação a um caminhão isolado (menor número de ocorrências), seus pesos brutos também devem ser inferiores.

Figura 3 – Extrapolação para o caminhão 3S3 curto



Não se dispõe de dados estatísticos brasileiros que forneçam qual a probabilidade da ocorrência simultânea sobre as pontes. Assim, tendo-se como referência os trabalhos de Hwang e Koh [10] e Nowak [12], as probabilidades de presença simultânea adotadas para este estudo estão na Tabela 8.

De acordo com a Tabela 8, as duas situações a serem analisadas são 2 caminhões com probabilidade de 1/500 (hipótese 2) e 2 caminhões com probabilidades diferentes (hipótese 1), sendo um deles com probabilidade que varia entre 1/75 e 1/50, e o outro com peso médio. No caso de caminhões em fila são verificadas várias distâncias entre eles, sendo que abaixo de 15 metros não se considera a parcela dinâmica do efeito da carga móvel.

Admite-se que o caminhão principal seja um 3S3 curto. Ocorrendo uma presença simultânea, é considerado que o segundo caminhão seja um 2S3 curto, pois o total de caminhões 2S3 representa aproximadamente 30% do total de caminhões observados.

Vale ressaltar que o caso de veículos lado a lado refere-se a caminhões em faixas adjacentes, porém em quaisquer posições relativas que levem a uma situação de máximo momento fletor.

3.4.3 Presença simultânea de 3 ou mais caminhões

A literatura consultada não traz indicações a respeito da probabilidade da presença de 3 ou mais caminhões sobre as pontes. Sua incidência é considerada baixa e de difícil investigação. Além disso, a posição de um terceiro veículo coincidirá com ordenadas menores da linha de influência.

De qualquer forma, esse caso é pertinente apenas em pontes longas e/ou pontes com várias faixas de tráfego. Em se tratando de pontes longas, predomina o peso próprio e o efeito da carga móvel torna-se menos importante. Em pontes de menor comprimento e com menos faixas, nem sequer existe espaço para o posicionamento de 3 caminhões.

Assim, considera-se que o caso de 3 ou mais caminhões não seja imprescindível para a análise do carregamento móvel e a segurança das pontes aqui tratadas possa ser confiavelmente medida através do posicionamento de 1 ou 2 veículos apenas.

Tabela 7 – Estimativa dos máximos pesos brutos em 50 anos (kN)

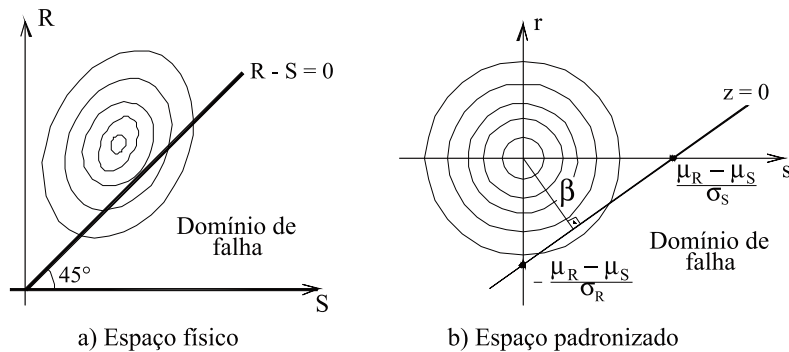
Caminhão	PBTC para 50 anos
2S3 _e	521,8
2S3 curto	696,9
2S3 longo	723,9
3S3 curto	1009,1
3S3 longo	1069,6
2S2	1081,6
3S2B2	664,1

Tabela 8 – Probabilidades de ocorrência simultânea adotadas

Hipótese	Caminhões em fila		Caminhões lado a lado	
	TE	TL	TE	TL
1	1/75	1/75	1/50	1/75
2	1/500	1/500	1/500	1/500

TE: Tabuleiro estreito (pontes com largura do tabuleiro igual a 8 metros)
TL: Tabuleiro largo (pontes com largura do tabuleiro igual a 12 metros)

Figura 4 - Definição do índice de confiabilidade



3.5 Momentos fletores máximos

O modelo de carregamento móvel proposto foi analisado em todas as pontes típicas selecionadas. Nota-se que, em geral, o caso de 2 caminhões lado a lado governa as pontes de tabuleiro largo. Em se tratando de tabuleiro estreito, na maioria das vezes 1 veículo isolado ou 2 caminhões lado a lado são críticos.

O coeficiente de impacto médio utilizado nas análises é aquele sugerido por Nowak [12]. No caso de 1 caminhão isolado, a parcela dinâmica do momento fletor é tomada igual a 15% do momento fletor estático e, no caso de 2 caminhões, o valor recomendado é 10%. O coeficiente de variação em ambos os casos é igual a 0,80.

Considerando-se todas as pontes, na classe 36, a relação entre o valor médio proveniente do carregamento móvel proposto e aquele obtido com o trem-tipo normativo varia entre 0,69 e 1,80. Na classe 45, os valores estão entre 0,49 e 1,42. A grande variabilidade apresentada justifica-se pela diversidade de sistemas estruturais, esquemas longitudinais, vãos e largura de tabuleiro. Destaca-se que, devido às características do carregamento normativo brasileiro, essa relação tende a diminuir com o aumento do vão.

4. Análise de confiabilidade

4.1 Introdução

De acordo com Nowak e Collins [9], confiabilidade de uma estrutura é a sua habilidade em atender a seus requisitos de projeto durante sua vida útil ou a probabilidade que a estrutura não irá falhar em desempenhar suas funções.

Matematicamente, os estados limites são representados por uma função, chamada função de estado limite. Considerando-se o estado limite último, a função de estado limite associa-se ao conceito de margem de segurança:

$$Z = R - S \tag{3}$$

onde:

Z: margem de segurança;

R: capacidade ou resistência;

S: solicitação, demanda ou efeito total do carregamento.

No caso de pontes,

$$S = D + L + E + \dots \tag{4}$$

onde:

G: efeito da carga permanente;

Q: efeito da carga móvel;

E: efeito de fenômenos naturais (vento, temperatura, terremoto etc).

A fronteira entre o comportamento desejável e indesejável é dado por $Z = 0$. Se $Z > 0$, a estrutura é segura; se $Z < 0$ não há segurança. Portanto, a probabilidade de falha é dada pela probabilidade de que a resistência R seja menor que o efeito do carregamento aplicado S, da seguinte forma:

$$P_f = P[R \leq S] = P[Z \leq 0] = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz = F_Z(0) \tag{5}$$

onde:

$f_Z(z)$: função densidade de probabilidade da variável Z;

$F_Z(0)$: valor da função distribuição acumulada em $Z = 0$.

Em termos de R e S, a equação [5] pode também ser representada por:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_S(x) dx \tag{6}$$

onde:

$f_S(x)$: função densidade de probabilidade da variável S;

$F_R(x)$: função distribuição acumulada da variável R.

No entanto, o grande número de variáveis aleatórias que podem estar envolvidas em muitos problemas práticos torna a integração da equação [6] quase sempre inviável. Alternativamente, mede-se a segurança estrutural em função do índice de confiabilidade β , definido como a menor distância da origem do espaço das variáveis padronizadas até a superfície de falha (v. Figura 4). No caso de duas variáveis apenas, a superfície de falha é uma linha correspondente a $z(r,s)=0$, onde:

$$r = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (7)$$

$$s = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (8)$$

Se R e S seguem distribuições normais independentes de probabilidade, o índice de confiabilidade se relaciona diretamente com a probabilidade de falha na forma:

$$P_f = \Phi \left[-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \right] = \Phi \left[-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \right] = \Phi[-\beta] \quad (9)$$

e

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (10)$$

onde:

Φ : distribuição normal padronizada;

μ : representa a média das respectivas variáveis;

σ : representa o desvio-padrão das respectivas variáveis.

A Figura 5 mostra a probabilidade de falha, representada pela área hachurada, e o índice de confiabilidade β , que fornece o número de desvios-padrão que a média da margem de segurança está

distante do estado limite. Caso as variáveis envolvidas não sigam uma distribuição normal, a relação entre β e a probabilidade de falha é apenas aproximada.

Mais detalhes podem ser vistos em Nowak e Collins [9].

4.2 Metodologia empregada

A análise de confiabilidade desenvolvida possui 2 finalidades:

- determinar os índices de confiabilidade das seções mais solicitadas ao momento fletor positivo e negativo de cada obra-de-arte especial submetida ao carregamento real;
- uma vez determinado o índice de confiabilidade desejável, fornecer o momento fletor devido ao carregamento móvel para que não seja ultrapassado o nível de segurança pré-estabelecido.

Na análise de confiabilidade é admitido que o efeito total do carregamento, correspondente à soma do efeito de diversas ações, é uma variável normal, enquanto a resistência, correspondente ao produto de variáveis aleatórias, é considerada uma variável log-normal. Utiliza-se, portanto, o teorema do limite central (Nowak e Collins [9]), que enuncia que a soma de variáveis aleatórias independentes tende a uma distribuição normal à medida que o número de variáveis aumenta, desde que nenhuma delas seja dominante.

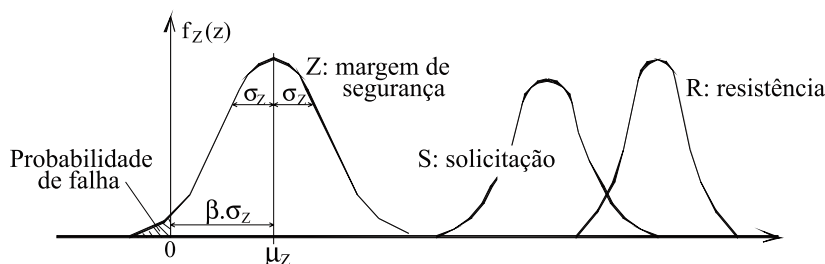
Embora neste trabalho a quantidade de ações seja relativamente pequena para a satisfação do teorema do limite central, mantém-se a metodologia de Nowak [12] para fins de comparação dos resultados e fixação do índice de confiabilidade desejável.

É utilizado o procedimento de Rackwitz-Fiessler (Nowak e Collins [9]) e a função de estado limite empregada é $Z = R - S$, em que R é resistência à flexão das seções transversais e S é o efeito total do carregamento (peso próprio da estrutura + peso próprio do revestimento asfáltico + carga móvel, incluindo a parcela dinâmica). Os resultados da análise de confiabilidade, apresentados a seguir, podem ser vistos com mais detalhes em Ferreira [5].

4.3 Concreto armado

Os resultados demonstram que as pontes classe 36 possuem menores índices de confiabilidade se comparadas às pontes de classe 45. Essa diferença é mais notada em menores vãos, pois a relação carga permanente sobre carga móvel é menor. Salienta-se que para uma mesma estrutura, as pontes classes 36 e 45 foram dimensionadas com o mesmo peso próprio.

Figura 5 - Probabilidade de falha e margem de segurança



Em termos de momento fletor positivo, dentro de uma mesma classe e sistema estrutural, as pontes de menor vão apresentam geralmente menores índices de confiabilidade e, portanto, menores níveis de segurança. Essa conclusão também foi obtida por Ghosn [4].

Os momentos fletores negativos nos balanços apresentam índices de confiabilidade bastante baixos. Os índices de confiabilidade entre pontes semelhantes de tabuleiro estreito e tabuleiro largo dependem do sistema estrutural e do vão. No caso das pontes de 5 vigas e tabuleiro estreito, a segurança é maior nas pontes com transversinas em relação às pontes sem transversinas. Nas pontes de tabuleiro largo, ocorre o inverso.

4.4 Concreto protendido

4.4.1 Estado limite último

Em geral, os índices de confiabilidade obtidos para pontes de concreto protendido considerando-se o estado limite último são maiores que os valores encontrados para as estruturas de concreto armado. Atribui-se esse fato às diferenças no pré-dimensionamento, ao procedimento de cálculo das seções transversais e também à menor variabilidade dos parâmetros estatísticos das propriedades dos materiais e das dimensões.

As pontes de tabuleiro largo tendem a possuir maior nível de segurança em relação às pontes de tabuleiro estreito. No caso das pontes em 5 vigas, as pontes com transversinas apresentam maiores índices de confiabilidade em relação às estruturas sem transversinas.

Como nas pontes em concreto armado, os índices de confiabilidade aumentam com o aumento do vão. No entanto, nas pontes em laje e nas pontes em 5 vigas, os índices de confiabilidade são maiores para a classe 36 devido à diferença nas hipóteses para verificação dos estados limites de serviço.

4.4.2 Estado limite de serviço

O estado limite de formação de fissuras apresenta índices de confiabilidade inferiores ao estado limite último. Destaca-se, também, que as pontes classe 36 apresentam maiores índices de confiabilidade em relação às pontes classe 45 devido à diferença nos coeficientes de ponderação das ações em serviço.

Seguindo tendência que já ocorria no caso de concreto armado e no estado limite último no caso de concreto protendido, as pontes em laje apresentam maiores índices de confiabilidade se comparadas a pontes semelhantes de outros sistemas estruturais. O efeito favorável das transversinas nas pontes em 5 vigas é novamente verificado.

5 Obtenção das Equações Comprimento-Peso Limite

Os requisitos básicos de eficiência que as equações propostas devem buscar são:

- todos os veículos (ou grupos de eixos) que causem índices de confiabilidade inferiores aos pré-estabelecidos devem ter seus pesos restringidos;
- a equação não deve limitar o peso de veículos (ou grupo de eixos) além do limite proveniente do índice de confiabilidade desejável;
- ser simples e de fácil uso.

5.1 Procedimento de cálculo

As etapas para a obtenção das Equações Comprimento-Peso Limite (ECPLs), a serem aplicadas a cada obra-de-arte especial da base de dados do DER-SP, são as seguintes:

- assumir que um grupo de eixos que satisfaz à equação possui peso P_b e comprimento l_{ge} ;
- adotar uma distribuição do peso P_b ao longo do comprimento l_{ge} tal que os momentos fletores provenientes dos caminhões reais e da distribuição assumida sejam aproximadamente iguais. Neste trabalho, os caminhões reais são representados por um carregamento uniformemente distribuído através de 11 eixos igualmente espaçados e carregados;

- variar l_{ge} entre 2,5 e 30 metros;

- para cada l_{ge} , calcular o momento fletor (M_{uni}) equivalente a um carregamento unitário uniformemente distribuído ao longo de seu comprimento, atribuindo-se a cada eixo $\frac{1 \cdot l_{ge}}{11}$;

- obter o momento fletor correspondente ao índice de confiabilidade desejável (β_{alvo}) e subtrair os efeitos da carga permanente (peso próprio da estrutura e peso do revestimento asfáltico) e da parcela dinâmica da carga móvel. Considerando-se que o caminhão da ECPL pode não estar isolado ao trafegar sobre as pontes, subtrair também o momento fletor correspondente ao caminhão que o acompanha (veículo secundário). O momento fletor resultante é chamado $M_{m\acute{a}x}$ e o veículo secundário adotado é um 2S3 curto com probabilidade igual a 1/500 (peso aproximadamente igual a 560 kN);

- calcular o peso limite com: $P_b = \frac{M_{m\acute{a}x}}{M_{uni}} \cdot l_{ge}$;

- após efetuar as etapas anteriores para diversos valores de l_{ge} , obter as curvas P_b em função de l_{ge} . Repetindo-se o procedimento para todos os tipos de pontes da base de dados, é obtida a envoltória que os pesos brutos devem respeitar para que se garanta um índice de confiabilidade maior ou igual a β_{alvo} ;

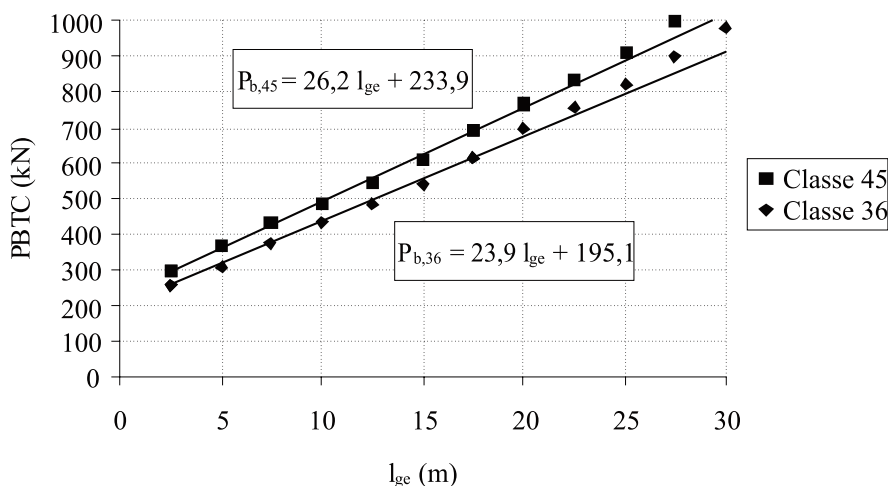
- encontrar uma expressão algébrica que represente, de maneira simples, a envoltória anteriormente obtida.

5.2 Fixação do índice de confiabilidade desejável (β_{alvo})

A determinação do índice de confiabilidade desejável é baseada no desempenho das pontes existentes submetidas ao carregamento móvel proposto e em recomendações da bibliografia. Em concordância com Ghosn [4] e Nowak [12], um único β é utilizado, independentemente do sistema estrutural, classe (36 ou 45), comprimento e número de faixas. Também não é feita diferenciação entre momento fletor positivo e negativo. Apenas o conceito de redundância e tipo de estado limite são levados em consideração para a fixação de β_{alvo} .

Para o estado limite último, o β_{alvo} utilizado no cálculo das ECPLs nas pontes de 2 vigas e 5 vigas sem transversinas, considerando-se sua baixa redistribuição de esforços, é 4. Nos demais sistemas estruturais, admite-se β desejável igual a 3,5. As probabilidades de falha associadas a esses índices de confiabilidade são $3,17 \cdot 10^{-5}$ e $2,33 \cdot 10^{-4}$, respectivamente.

Figura 6 - ECPLs para o estado limite último



Considerando-se que o desrespeito ao estado limite de formação de fissuras, no caso de pontes em concreto protendido, apresenta consequências menos severas às estruturas em relação ao estado limite último, e admitindo-se que o meio ambiente não seja agressivo, adota-se β_{alvo} igual 0,5 (probabilidade de falha correspondente a 0,31).

6. Equações propostas

São fornecidas 2 equações para cada classe de ponte, sendo uma

equação para o estado limite último e outra para o estado limite de serviço. Enquanto a primeira deve ser obedecida de maneira mais rigorosa, a aplicação da segunda compete a uma tomada de decisão do engenheiro.

6.1 Estado limite último (ELU)

As equações propostas para o estado limite último estão na Figura 6 e o resultado das equações em forma de tabela é mostrado na Tabela 9.

A situação de alguns caminhões quanto ao estado limite último é verificada na Tabela 10. Além da distância entre eixos extremos (peso total do veículo), grupos de eixos intermediários são também testados em alguns casos. Quando o peso nominal é maior que aquele obtido com a ECPL correspondente, o grupo de eixos não respeita os limites obtidos neste trabalho e, portanto, deve ter seu peso restringido.

A análise da Tabela 10 indica as seguintes restrições:

- 3S3 (basculante): sem restrições desde que respeite a legislação;
- 3S2B2 (bitrem): não satisfaz à ECPL para a classe 36, especialmente em relação aos 4 eixos traseiros. No entanto, a diferença não é significativa;
- 3S3B3 (bitrenção): os 6 eixos traseiros da configuração utilizada no exemplo não respeitam à ECPL para a classe 36. Quanto ao peso total combinado do veículo, a diferença não é significativa;
- 3S2A2S2 (rodotrem) de 19,80 metros: não atende aos limites de peso impostos para a classe 36. Quanto à classe 45, não atende ao máximo PBTC;
- 3S2A2S2 (rodotrem) de 25 metros: quanto ao peso total, pode-se considerar que não há restrições. No entanto, apresenta um grupo de eixos nas mesmas condições do veículo 3S2B2, que ultrapassa levemente os limites de peso para a classe 36.

Tabela 9 - Pesos brutos provenientes das ECPLs para o ELU

l_{ge} (m)	P_b (kN)	
	Classe 36	Classe 45
2,5	255	299
5,0	315	365
7,5	374	430
10,0	434	496
12,5	494	561
15,0	554	627
17,5	613	692
20,0	673	758
22,5	733	823
25,0	793	889
27,5	852	954
30,0	912	1020

Tabela 10 - Situação de alguns veículos de acordo com o ELU

Caminhão	PBTC (kN)	L (m)	l _{ge} (m)	Peso nominal (kN)	P _b (kN)	
					Classe 36	Classe 45
3S3	450	13,50	10,90	450	456	519
3S2B2	570	18,72	5,59	340	329	380
			15,62	570	568	643
3S3B3	740	24,90	11,15	510	462	526
			22,49	740	733	823
3S2A2S2	740	19,80	4,65	340	306	356
			17,53	740	614	693
3S2A2S2	740	25,00	5,55	340	328	379
			22,73	740	738	829

6.2 Estado limite de serviço (ELS)

A Figura 7 mostra os limites de peso considerando-se o estado limite de serviço (formação de fissuras) para as pontes em concreto protendido. Os mesmos resultados estão na Tabela 11. O efeito dos caminhões tratados no estado limite último, agora em relação ao estado limite de serviço, está na Tabela 12. Os resultados da mostram:

- a) classe 36: a única restrição apresentada é em relação ao caminhão 3S2A2S2 de 19,8 metros;
- b) classe 45: apresenta restrições quanto à circulação de todos os caminhões, especialmente no que se refere ao veículo 3S3B3 e ao 3S2A2S2 de 19,8 metros de comprimento.

Salienta-se que outras configurações dos mesmos caminhões

podem viabilizar sua utilização para os respectivos estados limites.

7. Conclusões e considerações finais

Com base no estudo desenvolvido são obtidas as seguintes conclusões:

- a) considerando-se o estado limite último, os limites de peso para quaisquer grupos de eixos consecutivos de veículos de carga podem ser fornecidos pelas equações:

Classe 36: $P_{b,36} = 23,9 \cdot l_{ge} + 195,1$ (11a)

Figura 7 - ECPLs para o estado limite de serviço

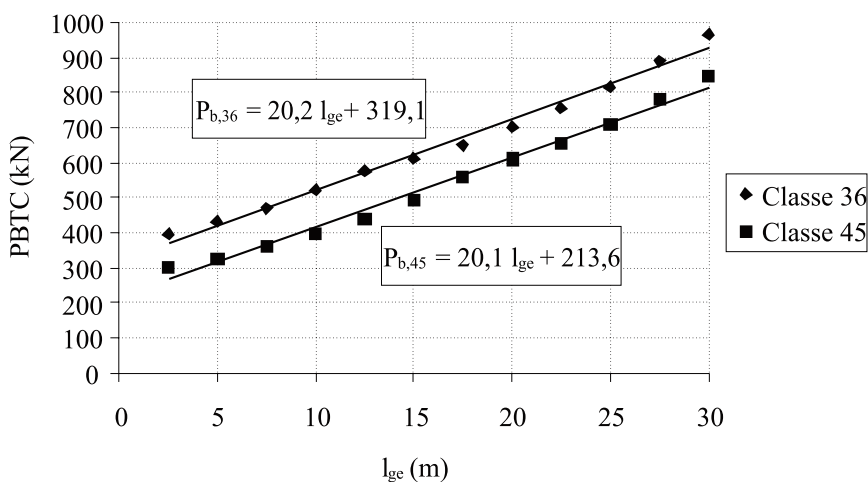


Tabela 11 – Pesos brutos provenientes das ECPLs para o ELS

l_{ge} (m)	P_b (kN)	
	Classe 36	Classe 45
2,5	370	264
5,0	420	314
7,5	471	364
10,0	521	415
12,5	572	465
15,0	622	515
17,5	673	565
20,0	723	616
22,5	774	666
25,0	824	716
27,5	875	766
30,0	925	817

$$\text{Classe 45: } P_{b,45} = 26,2 \cdot l_{ge} + 233,9$$

(11b)

onde

 P_b : máximo peso bruto em kN para quaisquer grupos de eixos consecutivos; l_{ge} : comprimento do grupo de eixos (m).

b) o emprego dos limites de peso estabelecidos acima indica restrições à circulação de alguns veículos, especialmente na classe 36. Os resultados também mostram que, entre os veículos verificados, o caminhão 3S2A2S2 de 19,8 metros de comprimento e 740 kN apresenta-se como o mais incompatível às obras-de-arte especiais;

c) as equações desenvolvidas para o estado limite de serviço são:

$$\text{Classe 36: } P_{b,36} = 20,2 \cdot l_{ge} + 319,1$$

(12a)

$$\text{Classe 45: } P_{b,45} = 20,1 \cdot l_{ge} + 213,6$$

(12b)

d) nesse último caso, as equações propostas para as estruturas protendidas resultam em baixos pesos brutos para as pontes classe 45, indicando que os atuais coeficientes de ponderação das ações em serviço reduzem a segurança quanto ao estado limite de formação de fissuras em relação a períodos anteriores.

Cabe lembrar que o estudo procurou analisar os sistemas estruturais mais comuns encontrados na rede viária do DER-SP e também atender às situações de projeto mais usuais. Foram considerados vãos de até 40 metros, respeitados as particularidades de cada sistema estrutural.

Entre as premissas e hipóteses na elaboração do trabalho, destacam-se: a) considera-se o momento fletor na superestrutura das pontes classes 36 e 45; b) as pontes são admitidas retas, não esconsas e com apoios nivelados; c) verifica-se a carga permanente e o efeito vertical da carga móvel; d) o estudo não abrange a questão da fadiga em pontes de concreto; e) as Equações Comprimento-Peso Limite não contemplam balanços inferiores a

Tabela 12 – Situação de alguns veículos de acordo com o ELS

Caminhão	PBTC (kN)	L (m)	l_{ge} (m)	Peso nominal (kN)	P_b (kN)	
					Classe 36	Classe 45
3S3	450	13,50	10,90	450	539	433
3S2B2	570	18,72	5,59	340	432	326
			15,62	570	635	528
3S3B3	740	24,90	11,15	510	544	438
			22,49	740	773	666
3S2A2S2	740	19,80	4,65	340	413	307
			17,53	740	673	566
3S2A2S2	740	25,00	5,55	340	431	325
			22,73	740	778	670

5 metros; f) os máximos pesos brutos foram reduzidos em 5%, prevendo tolerância permitida pela legislação brasileira; g) admite-se que as pontes tenham sido adequadamente dimensionadas e executadas, além de não apresentar patologias que comprometam sua capacidade portante e; h) deve-se manter os limites de pesos por eixo permitidos pela legislação brasileira.

8 Agradecimentos

À Centrovias Sistemas Rodoviários S/A.

Ao engenheiro Luís Wilson Marques, da Transervice Consultoria em Transportes S/C Ltda.

À Capes (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), pela concessão das bolsas de estudo, tanto no Brasil quanto no exterior, durante o doutorado do engenheiro Luciano Maldonado Ferreira.

9 Referências bibliográficas

- [01] EL DEBS, M.K. et al. Análise das consequências do tráfego de CVCs (Combinação de veículos de carga) sobre as obras de arte especiais da rede viária do DER-SP. São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001. Relatório técnico.
- [02] EL DEBS, M.K. et al. Estudo técnico para avaliação do limite máximo de PBTC para a CVC de nove eixos e comprimento 19,80m tendo em vista a segurança estrutural das obras de arte da rede viária sob jurisdição do DER-SP. São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003. Relatório técnico.
- [03] EL DEBS, M.K. et al. Estudo técnico para avaliação das consequências do tráfego de CVC de 65,5t, de oito eixos, com comprimento de 20,43 metros nas obras de arte da rede viária do anel de integração do Paraná. São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003. Relatório técnico.
- [04] GHOSN, M. Development of truck weight regulations using bridge reliability model. *Journal of Bridge Engineering*, 2000, p.293-303, nov.
- [05] FERREIRA, L.M. Aplicação da teoria da confiabilidade na obtenção de limites para o peso de veículos de carga em pontes de concreto. São Carlos, 2006. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [06] SAE INFORMÁTICA. Sistemas de análise estrutural. Disponível em: <http://www.sae.eng.br>. Acesso em: 23/10/2007.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2003.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NB 1 - Projeto e execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 1978.
- [09] NOWAK, A.S.; COLLINS, K.R. Reliability of structures. Boston: McGraw-Hill, 2000.
- [10] HWANG, E-S.; KOH, H.M. Simulation of bridge live load effects. In: 16TH Congress of IABSE, 2000, Lucerne.
- [11] WIDMER, J.A. Proposta de nomenclatura para caminhões, ônibus, CVCs – combinações de veículos de carga e CVPs – combinações de veículos de passageiros. Anais do Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, 2004, Florianópolis, v.1, p.624-635.
- [12] NOWAK, A.S. Calibration of LRFD bridge design code. Washington, Transportation Research Board, 1999. NCHRP Report 368.